

М. Е. Миронов

**Жилой дом
по-американски**

Расчет и конструирование

Санкт-Петербург
Издательство Политехнического университета
2011

Миронов М.Е. Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование / М. Е. Миронов. — СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2011. — 167 с.

На основе обширного опыта США представлены сведения о конструктивных решениях одно- и двухэтажных каркасных жилых домов. Приведены рекомендации и даны примеры расчетов основных конструктивных элементов и соединений для фундаментов, перекрытий, стен и крыш каркасных домов. Разработано на основе норм по жилищному строительству США, но с учетом условий строительства на территории России.

Рекомендуется для широкого круга инженерно-технических и научных работников, связанным с проектированием, строительством и эксплуатацией одно- и двухэтажных каркасных жилых домов. Книга может быть полезной для студентов строительных факультетов вузов и качестве учебного пособия.

Табл. 48. Ил. 40. Библиогр.: 36 назв.

Предисловие

Настоящее издание посвящено расчету и конструированию одно- или двухэтажных домов с несущими стенами каркасной конструкции. В качестве ограждающих конструкций в этих домах применяются строительные панели, изготовленные из древесного сырья путем прессования на основе водостойких смол (могут иметь пенопластовый утеплитель внутри). Такие дома широко используются в Северной Америке, Европе, Японии, Южной Корее и ряде других развитых стран. Наибольшее применение деревянные каркасные дома нашли в домостроении США (в 95% случаев от общего количества жилых домов) и Канады (83%).

В России до сих пор наиболее распространены традиционные бревенчатые избы ручной рубки из необработанной срубленной или грубо брусованной древесины. Эти дома в данном издании не рассматриваются, ибо они существенно отличаются от каркасных домов:

- по архитектурным решениям;
- по видам применяемых материалов;
- по технологиям изготовления и монтажа;
- по условиям возведения и степени заводской готовности;
- по продолжительности сборки и стоимости.

Современные архитектурно-строительные и конструктивные решения позволяют существенно снизить стоимость зданий и сооружений. Подсчитано, что себестоимость жилых каркасных домов в северо-западном регионе России может составить 10 – 14 тыс. рублей за 1 м² жилья. Стоимость готовых домов зависит от сложности инженерно-геологических условий на участке строительства, качества отделочных материалов, типов инженерного оборудования и др.

В каркасных домах чаще всего применяются системы воздушного отопления, совмещенные с системами принудительной вентиляции. Возможно также использование систем водяного отопления и естественной вентиляции. Пароизоляция ограждающих конструкций позволяет обеспечить долговечность деревянных конструкций без применения специальных мер по защите от гниения.

В настоящем издании рассмотрены такие конструктивные решения каркасных домов, которые в силу специфических особенностей индивидуального жилищного строительства представляются автору наиболее рациональными и эффективными. Цель данной книги — предоставить индивидуальным застройщикам, проектировщикам и строителям справочную информацию по проектированию и расчету конструкций каркасных домов в США с учетом конкретных условий строительства.

Книга написана на основе пособия «Residential Structural Design Guide: 2000 Edition», но с учетом американских норм по строительству ICC IBC-2009, ICC IRC-2009, ASCE 7-05, ACI 318-05/318R-05, ACI 530/530.1-05, NDS-2005 и др.

Настоящая книга предоставляет читателю возможность самостоятельно разобраться в изложенных методах расчета конструктивных элементов каркасных домов. Автор счел необходимым максимально увязать содержание данного издания с потребностями практики, и поэтому методы расчета конструкций подкрепляются примерами с численными значениями по системе СИ.

Введение

Исторически конструкции деревянных жилых домов в США изменялись во времени под воздействием разнообразных факторов. Изобилие древесины поначалу способствовало широкому использованию таких конструкций, как стоечно-балочные дома. Со временем они трансформировались в современные дома легкой каркасной конструкции. На рис. В.1 – В.3 приведены характерные вертикальные разрезы исторических и современных жилых домов, возводимых в США из деревянных материалов.

В ранних относительно простых домах вертикальные колонны-стойки поддерживают горизонтальные балки-прогоны (рис. В.1). Здесь применяются длинномерные деревянные элементы с увеличенными поперечными сечениями. Более поздний стоечно-балочный деревянный каркас включает вертикальные конструктивные элементы высотой от фундамента до крыши (рис. В.2). В современных каркасных домах вертикальные стойки простираются от пола до перекрытия каждого из этажей (рис. В.3). Конструктивные решения таких домов позволяют создать комфортную внутреннюю среду при достаточной долговечности конструкций, технологичности строительства и относительно невысокой стоимости.

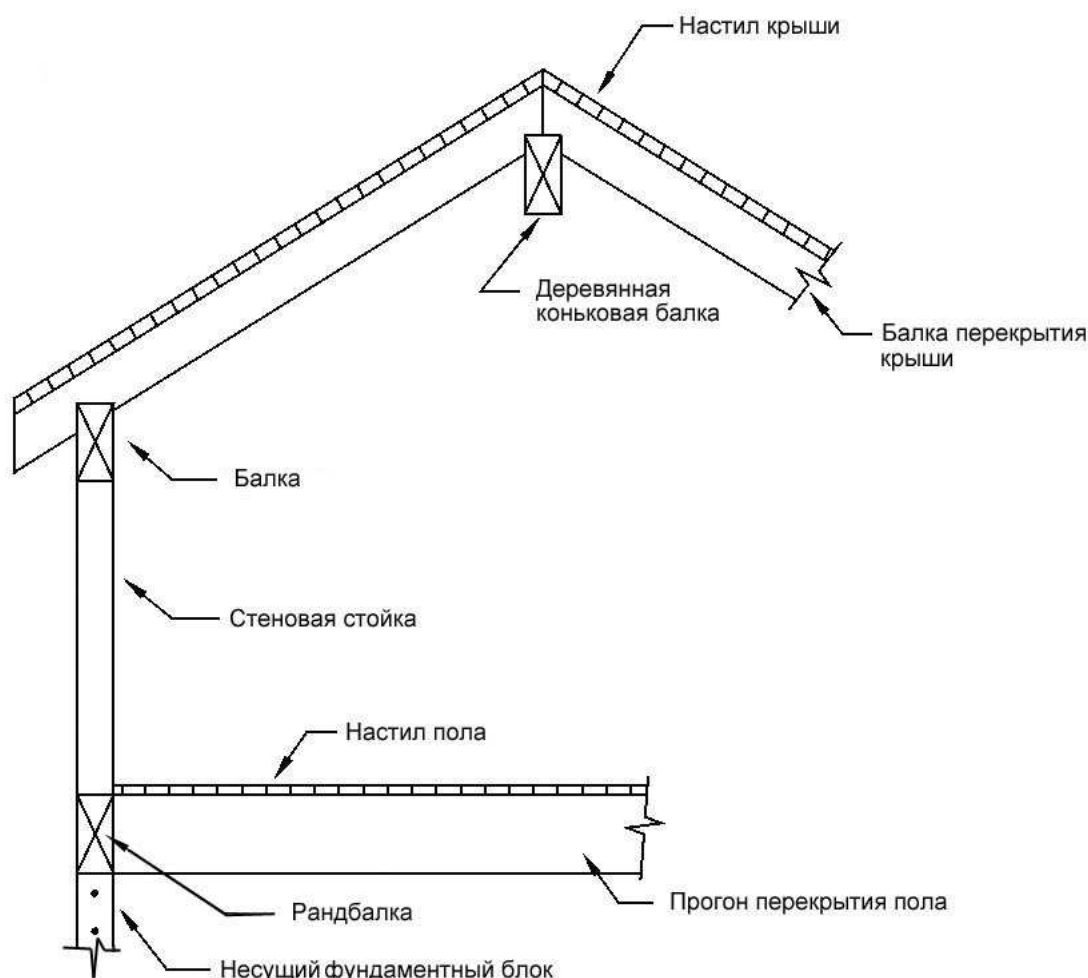


Рис. В.1. Поперечное конструктивное сечение деревянного дома из набора стоек и прогонов

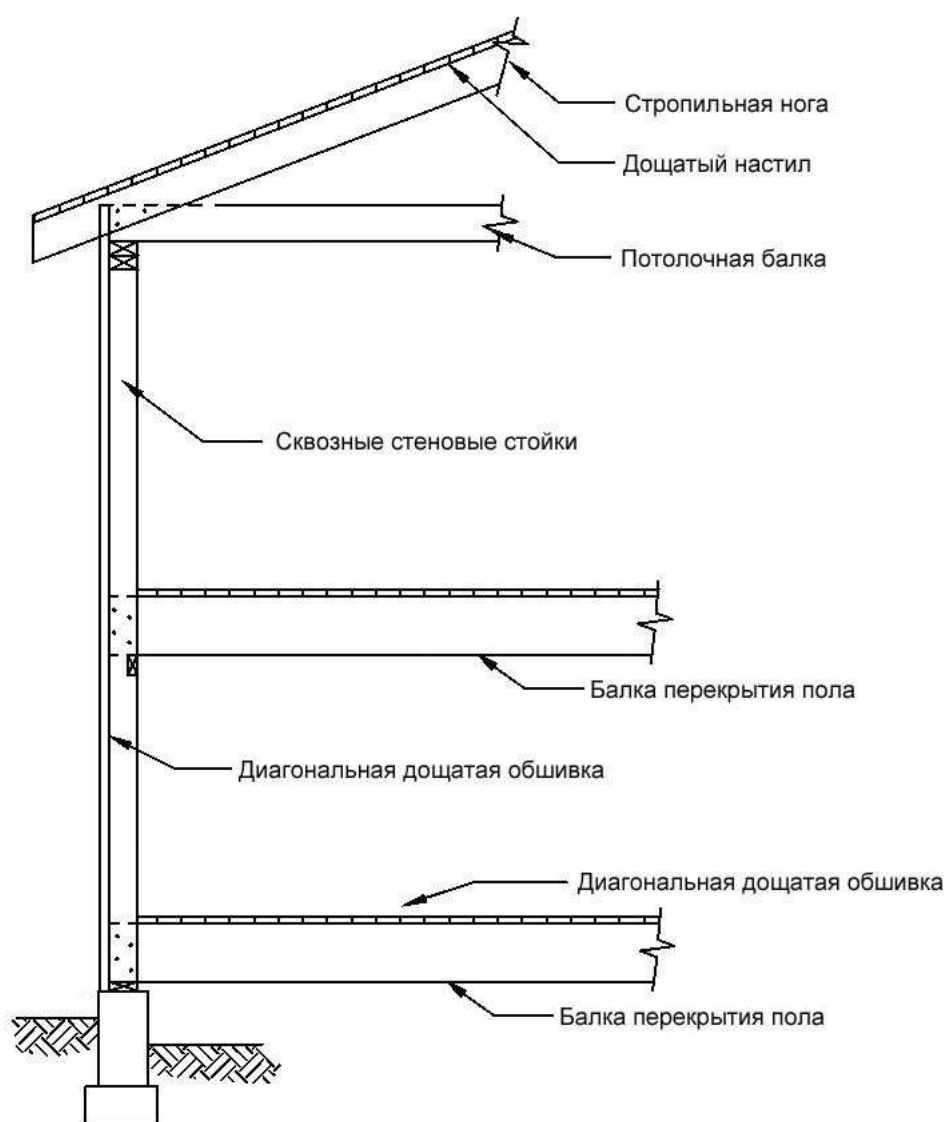


Рис. В.2. Поперечное конструктивное сечение деревянного дома в виде стоечно-балочного каркаса

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

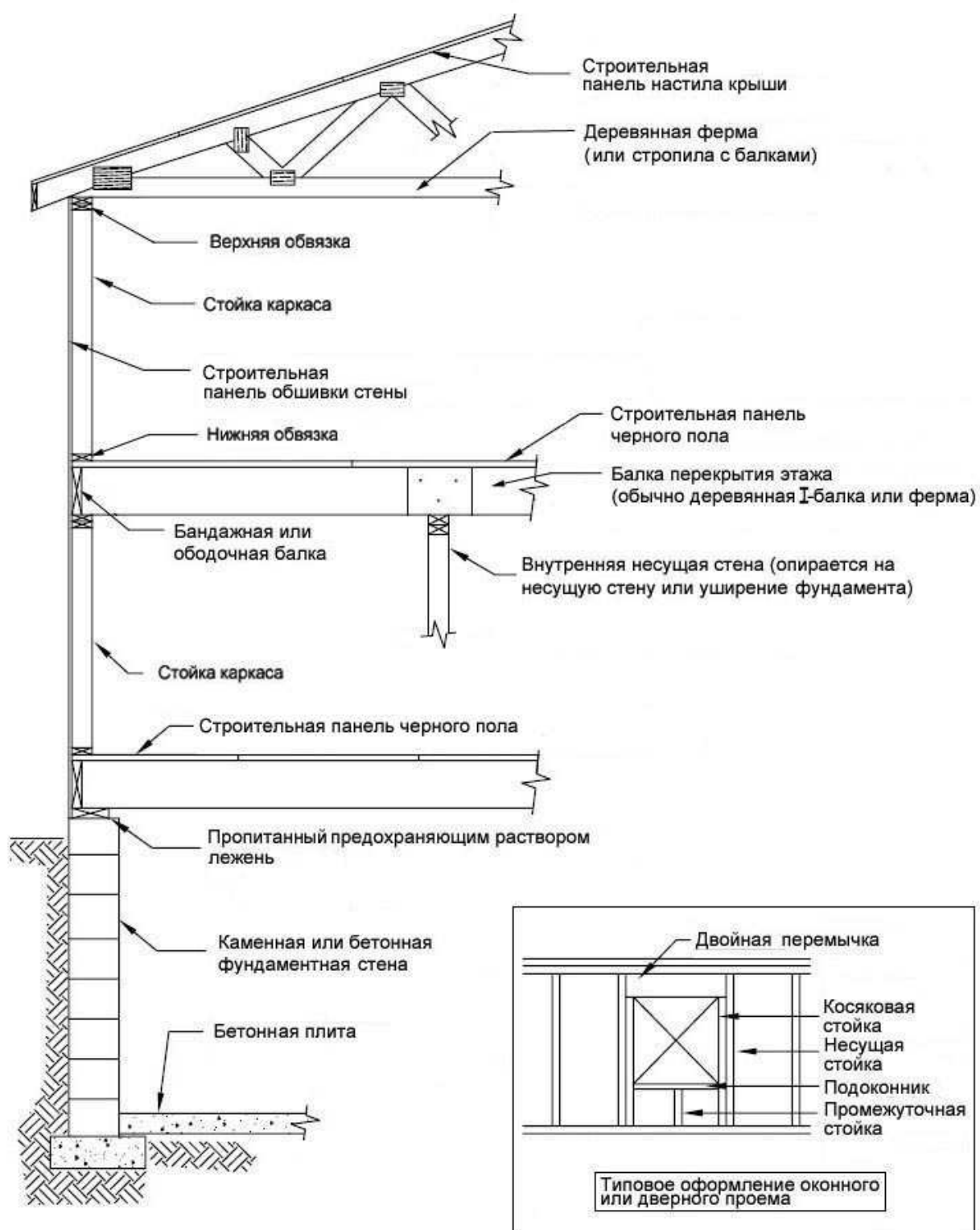


Рис. В.3. Поперечное конструктивное сечение деревянного дома каркасной конструкции

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Некоторые разновидности стоечно-балочных каркасов до сих пор находят применение в определенных частях каркасных домов (например, в больших комнатах, над лестничными клетками или на фронтонах). При этом устраивается обрешетка стен, что обеспечивает повышенную жесткость всей конструкции.

Деревянные жилые дома обычно проектируются как с учетом накопленного опыта (путем привязки типовых проектов), так и на основе анализа результатов расчетов конструкций (индивидуальное проектирование). При этом учитываются различные предписывающие указания, включенные в строительные нормы и правила. При типовом проектировании нормы могут применяться заказчиками и строителями без привлечения консультаций специалистов-проектировщиков. Но и здесь иногда требуется принятие индивидуальных решений (например, для элементов домов, выходящих за рамки действующих строительных норм).

В США при строительстве деревянных жилых домов используются размерные пиломатериалы, но вместо пиловочника применяются строганные балки и доски. Это приводит к существенной экономии материалов без существенного снижения прочности конструкций. Кроме того, в последние годы произошли определенные изменения в технологии проектирования жилых домов. В результате на рынке жилья стали появляться дома с более сложными архитектурными очертаниями (например, за счет применения большепролетных перекрытий этажей).

В современном жилищном строительстве США применяется немало новых конструкций. Многие новые конструкции нашли свое отражение в действующих строительных нормах. Ниже приводятся только несколько примеров таких конструкций.

Комбинированные деревянные конструкции. Такие конструкции в виде сборок различных элементов имеют свойства, подобные таковым или лучшие, чем у составляющих элементов. Примерами являются строительные панели, деревянные двутавровые балки, металлодеревянные фермы, слоистые пиломатериалы (в том числе, клееные) и др.

Строительные панели из фанеры (или древесно-стружечных плит с ориентированной плоской щепой) с изоляционной пластмассой замещают дощатые обшивки стен, пола и крыш. *Деревянные двутавровые балки и металлодеревянные фермы* используются вместо стропильных конструкций для перекрытия большепролетных помещений.

Комбинированные деревянные конструкции появились в результате многолетних научных исследований и инженерных разработок в США и других странах с учетом требований рынка строительных материалов. Такие конструкции имеют улучшенные типоразмеры и повышенную несущую способность. Они позволяют более гибко и эффективно применять строительные материалы без существенной корректировки освоенных технологий. Сортамент комбинированных конструкций, а также альбомы соединительных узлов и деталей, обычно предоставляются предприятиями-изготовителями.

Металлические конструкции холодного формования довольно давно производятся промышленностью для коммерческих нужд. К преимуществам таких конструкций относятся пониженная стоимость, повышенная долговечность, малый вес и большая прочность. Изолирующие опалубки позволяют объединить функции опалубки и изоляции бетонных конструкций. Среди преимуществ изолирующих опалубок находятся долговечность, прочность, пониженная звукопроницаемость и повышенная теплоизоляция.

Кладки каменных и бетонных блоков широко применяются в мировом жилищном строительстве. Каменные конструкции обладают общепризнанными достоинствами с точки зрения пожарной безопасности, долговечности, звукоизоляции и прочности. Но для них также характерна повышенная стоимость и пониженная теплоизоляция. В подверженных ураганам регионах (например, на юго-восточном побережье США) кладки каменных и бетонных

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

блоков доминируют ввиду их стойкости к ветровым воздействиям. Однако в США в целом конструкции домов со стенами из каменной кладки составляют менее 10% от ежегодных объемов построенного жилья.

Деревянные жилые дома обычно строятся непосредственно на выбранных участках. Деревянные конструктивные элементы монтируются на месте после устройства фундаментов. Большим преимуществом такого метода возведения является гибкость размещения домов с учетом особенностей земельного участка, пожеланий заказчика, возможностей строителей и пр. Иногда используются конструкции, изготовленные в заводских условиях. Примерами таких конструкций являются металлодеревянные фермы крыш, строительные панели и др.

Следующим шагом в развитии индустриального строительства стало появление модульного метода. Жилые дома изготавливаются на заводах в виде полностью готовых модулей (обычно их два или более), которые далее доставляются к месту установки на типовые фундаменты. Модульные дома проектируются и устанавливаются с учетом требований обычных строительных норм. По ряду причин модульные дома пока не нашли широкого применения. Например, в США они составляют менее 10% от всех ежегодно возводимых жилых домов.

Наконец, в последние десятилетия в развитых странах стали применяться передвижные дома. Они полностью собираются на заводах, и затем доставляются на место с использованием съемных шасси. Эти дома также строятся из деревянных элементов, но для них разработаны специальные стандарты. В США передвижные дома составляют более 20% от всего нового жилья.

Состояние нормативной базы и роль профессиональных проектировщиков. Строительная деятельность в большинстве стран регулируется общегосударственными строительными нормами, которые определяют порядок и методы проектирования разнообразных зданий, и в том числе, малоэтажных жилых домов. Например, в США разработка и издание строительных норм находятся в ведении федерального правительства, но при этом большинство штатов имеют возможность разработки или привязки собственных строительных норм. Таким образом, местные власти могут удовлетворять свои «специальные» потребности. Однако почти все американские штаты вместо издания собственных норм законодательно утверждают федеральные строительные нормы.

В США вплоть до конца прошлого века действовали следующие основные строительные нормы, охватывающие все типы зданий и сооружений (от простейших навесов для хранения до многоэтажных офисных зданий или спортивных комплексов):

- нормы NBC (National Building Code), разработчик – «Building Officials and Code Administrators International» (BOCA);
- нормы SBC (Standard Building Code), разработчик – «Southern Building Code Congress International» (SBCCI);
- нормы UBC (Uniform Building Code), разработчик – «International Conference of Building Officials» (ICBO).

Разработчики данных норм (основные нормотворческие организации США) долгое время конкурировали между собой, соперничая за право принятия указанных норм государственными и местными органами власти. В действительности, эти нормы изначально были региональными. Например, нормы NBC исторически разрабатывались для условий северо-восточных штатов США, где имеет место сезонное промерзание грунтов оснований. Нормы SBC чаще применялись в тех юго-восточных штатах, где наблюдаются ураганы, а нормы UBC – на западной половине США, где возможны землетрясения.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

В последнее десятилетие в США под эгидой совета «International Code Council» (ICC) были предприняты успешные усилия по разработке единых строительных норм «International Building Code» (IBC). Первая редакция этих норм была выпущена в 2000 году, и с тех пор каждые 3 года эти нормы совершенствуются и пересматриваются. Действующие нормы ICC IBC-2009 включают основные положения всех более ранних американских норм, но в них добавлены новые требования по учету сейсмических и ветровых воздействий, улучшению теплоизоляции и др.

Нормы ICC IBC-2009 содержат инженерные требования к зданиям и сооружениям различных типов и применений. Специально для жилищного строительства в США исторически разрабатывались отдельные нормы. Например, нормы ICC «International One- and Two-Family Dwelling Code» были полностью посвящены относительно несложным жилым домам, предназначенным для проживания одной или двух семей. В 2009 году советом ICC на основе норм ICC IBC-2009 были разработаны нормы «International Residential Code for One- and Two-Family Dwellings» (IRC-2009).

Строительные нормы США не содержат детальных спецификаций строительных материалов и изделий. Они опираются на стандарты промышленности, и, прежде всего, на стандарты ассоциации «American Society for Testing and Materials» (ASTM). Разработаны и введены в действие целый ряд стандартов ASTM, посвященных испытанию, классификации и аттестации деревянных конструкций, а также других конструкций из бетона, каменной кладки и стали. В настоящее время строительные нормы, используемые в США, ссылаются на стандарты ASTM.

Строительным материалам, признанным, но не отраженным в нормах или стандартах, посвящаются специальные оценочные отчеты. Они обычно разрабатываются специализированными и нормотворческими организациями на коммерческой основе по заказу изготовителей материалов. В США оценку материалов, применяемых в рамках основных строительных норм, выполняет организация «National Evaluation Service, Inc» (NES).

В малоэтажном строительстве выделяются следующие два подхода к проектированию конструкций жилых домов:

- *типовое проектирование*, выполняемое путем привязки типовых проектов в соответствии с требованиями строительных норм для обычных жилых домов. Некоторые части домов могут проектироваться отдельно;
- *индивидуальное проектирование*, включающее применение наиболее современных достижений строительной практики, нашедших отражение в действующих строительных нормах и стандартах.

В рамках типового проектирования профессиональные проектировщики обычно принимают участие только в разработке генеральных планов развития территорий, оценке воздействия строительства на природную среду, оценке грунтов в основании и проектировании фундаментов, разработке архитектурных и художественных решений, проектировании сложных конструкций и авторском надзоре за строительством.

Кроме того, услуги проектировщиков обычно требуются:

- при проектировании большепролетных перекрытий и стен повышенной высоты при наличии больших проемов или высоких потолков;
- для учета экстремальных нагрузок (например, от сильных ветров, сейсмических воздействий, интенсивных снегопадов или тяжелого оборудования);
- при применении нетрадиционных конструктивных схем или материалов;
- для учета неблагоприятных инженерно-геологических или других местных усло-

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

вий (например, при наличии расширяющихся грунтов, усложненных напластований грунтов с отличающейся несущей способностью, а также с учетом наводнений, паводков или крутого рельефа);

- по требованиям заказчика, вызванным необходимостью применения специальных материалов и оборудования и др.

Крупные строительные организации с большими объемами строительно-монтажных работ, как правило, имеют в своем штате проектировщиков. Немало строительных организаций привлекают проектировщиков в качестве экспертов или консультантов только по мере необходимости. В связи с расширением строительства на подверженных природным катаклизмам территориях (например, с угрозой землетрясений, ураганов или торнадо) потребности в услугах проектировщиков в США возрастают. В некоторых случаях заказчики привлекают проектировщиков к локальным осмотрам и текущему контролю над состоянием зданий и сооружений.

Глава 1. Основы конструирования и расчета

1.1. Цели расчета и конструирования

Основной целью расчета жилых домов является анализ устойчивости и жесткости конструкций (или прочности отдельных конструктивных элементов) с учетом действующих нагрузок в зависимости от заданного уровня надежности. Кроме того, сооружение должно выполнять назначенные функции в течение всего срока полезного применения.

При проектировании исследуется вся совокупность вовлеченных переменных во времени факторов. Среди них, например, снеговые и ветровые нагрузки, а также усталостные и коррозионные свойства конструкций. Долговечность сооружения неразрывно связана с его стоимостью. Заказчики, проектировщики и строители жилых домов должны учитывать экономические ограничения, возникающие при повышении уровня надежности и степени долговечности. Баланс между безопасным функционированием и приемлемой стоимостью обычно достигается путем соответствующего назначения расчетных характеристик вовлеченных факторов.

При конструировании и расчете жилых домов в США стремятся к решению максимальных по сложности задач с учетом всех ограничений, приведенных в строительных нормах или стандартах. При этом имеющиеся проектные решения оптимизируются с привлечением альтернативных подходов на основе использования инновационных материалов и технологий.

В целом, цели расчета и конструирования отражают коллективные представления вовлеченных в процесс специалистов с учетом требований строительных норм. Роль конструкторов и расчетчиков состоит в эффективном достижении этих целей. При этом безусловно должны учитываться требования охраны труда и техники безопасности, а также наиболее полно удовлетворяться запросы заказчика. Проектировщики должны стремиться к максимальному использованию своего творческого потенциала на базе накопленных знаний с учетом разнообразных этических и коммуникационных аспектов.

1.2. Классификация нагрузок

Нагрузки на здания и сооружения в соответствии с требованиями строительных норм США условно подразделяются на вертикальные и горизонтальные (или боковые) нагрузки (табл. 1.1).

Таблица 1.1

Классификация основных нагрузок на здания и сооружения

Вертикальные нагрузки	Горизонтальные (боковые) нагрузки
• Постоянные (весовые) • Временные (весовые) • Снеговые (весовые) • Ветровые (подъемные для крыш) • Сейсмические (от вертикальных движений основания)	• Ветровые • Сейсмические (от горизонтальных движений основания) • От воды (гидростатические и гидродинамические нагрузки) • От грунта (активное и пассивное давление)

Вертикальные нагрузки. Постоянные, временные и снеговые нагрузки вызываются весом, и потому они действуют вертикально вниз. Эти нагрузки по своей природе статические, и они обычно рассматриваются как равномерно распределенные или сосредоточенные.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

В расчетах используются понятия грузовых площадей, заменяющих собой зоны приложения постоянных (от собственного веса конструкций) и любых других (например, временных) нагрузок. Например, веса, действующие на балки перекрытия, представляются в виде равномерно распределенных нагрузок (постоянных и временных), собранных с площади перекрытия, поддерживаемого данными балками.

Подъемные ветровые нагрузки вызываются аэродинамическим взаимодействием ветра с домом. В результате возникают отрицательные (всасывающие) ветровые давления, действующие наружу от поверхности конструкций. Подъемные ветровые нагрузки на дома или их элементы (например, крыши) также рассматриваются с использованием понятий грузовых площадей в предположении равномерности распределения. Главные отличия заключаются в том, что ветровые давления действуют перпендикулярно к поверхности (а не в направлении силы тяжести), и их значения зависят от геометрии и расположения грузовых площадей на доме (например, на карнизе, углу или коньке крыши). Несмотря на то, что ветровые нагрузки по своей природе являются переменными во времени и динамическими, в расчетах они учитываются как приведенные статические нагрузки.

Вертикальные усилия в конструктивных элементах возникают как реакции на ветровые и боковые сейсмические нагрузки на весь дом или его отдельные части. Вертикальные движения основания при землетрясении увеличивают весовые нагрузки. Обычно вертикальные сейсмические нагрузки складываются с весовыми нагрузками.

Горизонтальные нагрузки на дома вызываются ветром, сейсмическими движениями основания, боковым давлением грунта, а также гидростатическим давлением воды при наводнениях. При этом ветровые и сейсмические нагрузки действуют на дом в целом, а нагрузки от грунта и воды – только на его отдельные элементы (например, на фундаменты и стены подвалов).

Горизонтальные ветровые нагрузки вызываются сложением положительных и отрицательных давлений ветра, соответственно, на наветренную и подветренную стороны дома. Сейсмические нагрузки вызываются динамической инерционной реакцией сооружения на циклические движения основания. Величины сейсмических нагрузок зависят от амплитуд движений основания, массы дома и динамических характеристик конструкций (степени демпфирования, податливости, частот собственных колебаний и др.).

При проектировании жилых домов и других подобных сооружений динамические нагрузки обычно упрощенно приводят к статическим нагрузкам. При этом в расчетные формулы вводятся эмпирические коэффициенты, приближенно учитывающие неупругие (податливые) характеристики различных конструктивных элементов дома.

Давление воды учитывается при необходимости строительства жилых домов в зонах наводнений (например, в поймах рек или на побережьях морей). В случае возможности таких нагрузок дома должны устанавливаться на специально спроектированные высокие фундаменты. При этом наряду с гидростатическим давлением, обязательно учитываются динамические нагрузки от движущихся потоков воды. Нагрузки от активного или пассивного давления грунта учитываются при проектировании подземных частей домов (например, стен фундаментов).

В целом, горизонтальные нагрузки приводят к появлению опрокидывающих моментов, которые должны компенсироваться весовыми нагрузками через связи дома с основанием. При этом подъемные ветровые нагрузки увеличивают опрокидывающие моменты. Весовые нагрузки обычно оказываются достаточными для предотвращения опрокидывания деревянных жилых домов при действии ветровых нагрузок.

1.3. Пути нагружения

Нагрузки вызывают усилия в конструктивных системах и элементах дома, а также в его связях с основанием. Пути, по которым передаются действующие внешние нагрузки, называются путями нагружения. Они показывают, как передаются нагрузки от места их приложения до подошвы фундамента.

Пути нагружения даже в обычных малоэтажных домах весьма сложны из-за влияния различных системных эффектов, приводящих к разделению, сложению или перераспределению усилий. В типовом проектировании сложность путей нагружения, как правило, игнорируется. Например, веса внутренних перегородок обычно не учитываются, и поэтому фактическое распределение нагрузок заметно отличается от распределения, принятого при проектировании.

Полный учет всех системных эффектов требует применения современных программных комплексов, массовое использование которых затруднено из-за их сложности и стоимости. Кроме того, будущие перестройки интерьеров домов могут привести к существенному изменению назначенных при проектировании путей нагружения. Таким образом, существуют как экономические, так и технические ограничения возможности учета влияния системных эффектов на пути нагружения.

Вертикальные пути нагружения. На рис. 1.1 и 1.2 показаны пути нагружения для весовых (гравитационных) и ветровых подъемных нагрузок. Как уже отмечалось, ветровой подъем возникает в результате суммирования внешних всасывающих давлений, приложенных нормально к внешней поверхности крыши, а также внутренних давлений, приложенных нормально к внутренней поверхности крыши. Боковые ветровые или сейсмические нагрузки также могут привести к появлению вертикальных нагрузок на дом (на рис. 1.1 и 1.2 они условно не показаны).

В двухэтажном жилом доме вертикальные пути нагружения проходят по следующим конструктивным элементам:

- кровля;
- строительные панели настила крыши;
- несущие элементы крыши (стропила или фермы);
- соединения стропил (ферм) со стенами;
- элементы стен второго этажа (обвязки, стойки, перемычки, строительные панели обшивки стен и пр.);
- связи стен второго этажа с перекрытиями второго этажа;
- связи перекрытий второго этажа со стенами первого этажа;
- элементы стен первого этажа (те же, что на втором этаже);
- связи стен первого этажа с перекрытиями первого этажа;
- связи перекрытий первого этажа с фундаментом;
- фундамент.

Несущая способность грунта должна превышать сумму всех постоянных и временных нагрузок. Временные нагрузки на перекрытия этажей равны максимальным нагрузкам для каждого этажа. В жилищном строительстве США эквивалентные равномерно распределенные временные нагрузки на перекрытия обычно принимаются равными $1,4 \text{ кПа}$ (для спален) или $1,9 \text{ кПа}$ (для других помещений). Временные длительные нагрузки равны $0,3 \text{ кПа}$ (со стандартным отклонением $0,15 \text{ кПа}$), что составляет приблизительно 15 – 20% от всех временных нагрузок.

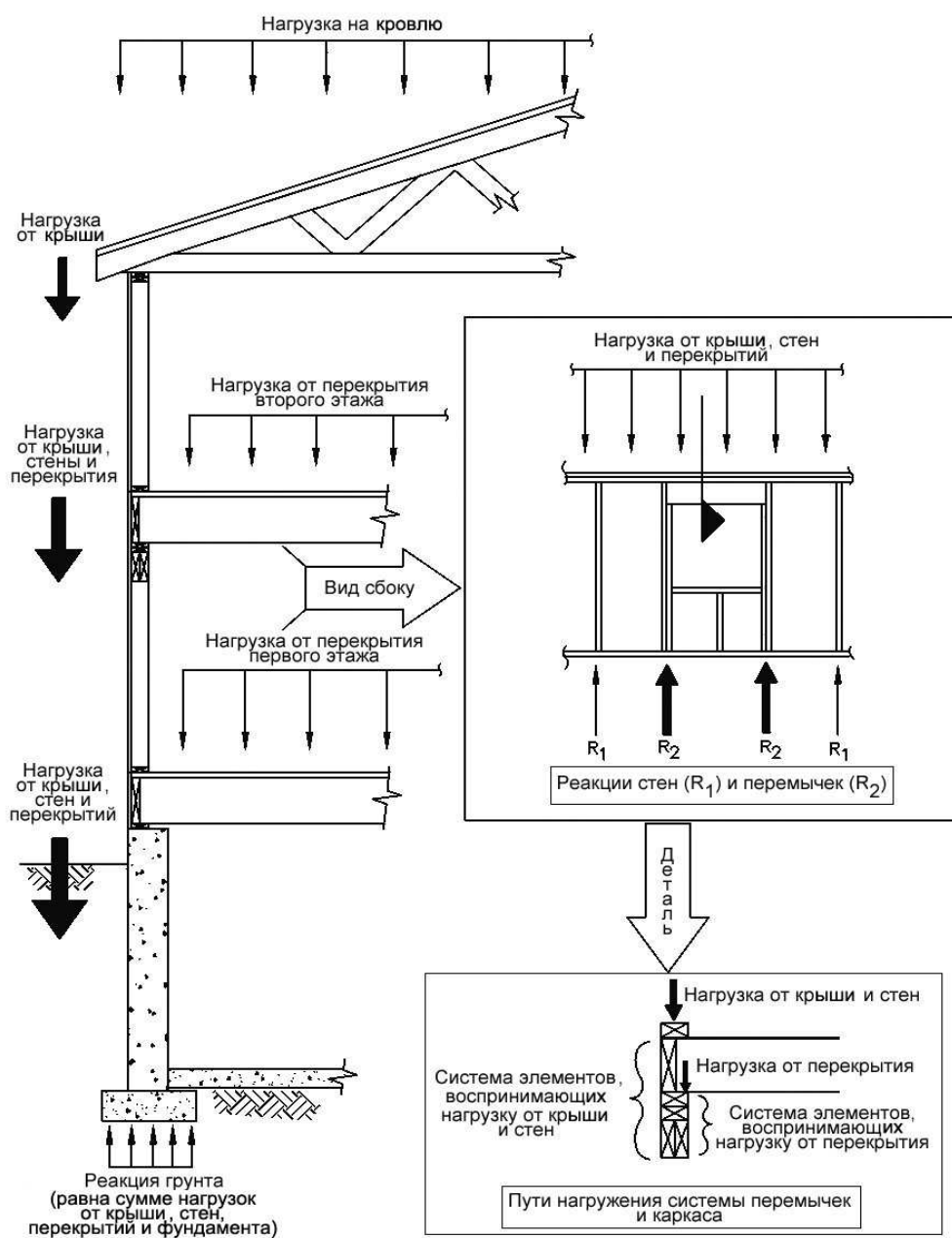


Рис. 1.1. Пути нагружения для постоянных нагрузок

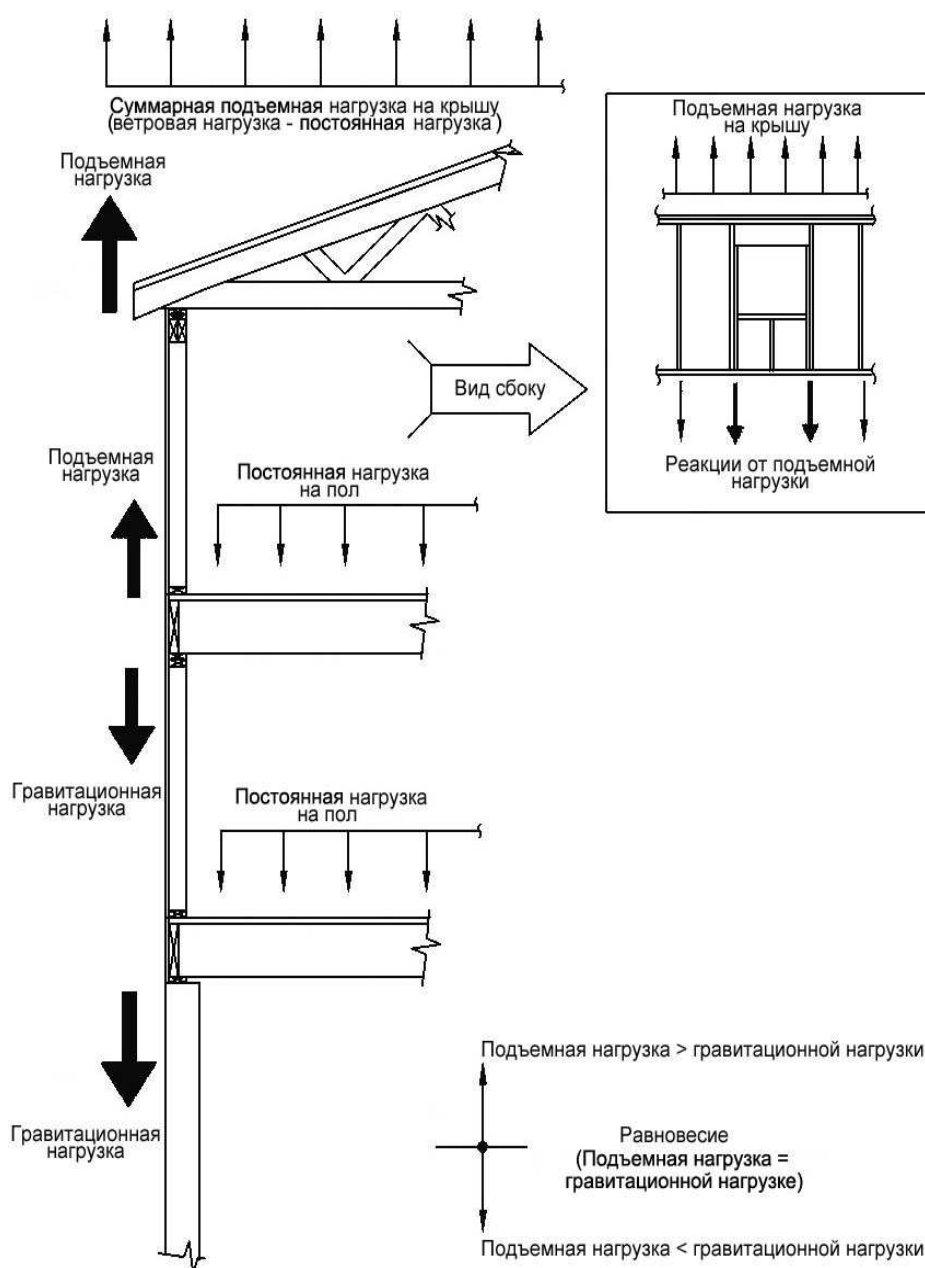


Рис. 1.2. Пути нагружения для ветровых подъемных нагрузок

При сложных конфигурациях домов обычно рассматриваются условия наихудшего нагружения. Например, размеры сечений балок перекрытий или перемычек принимаются для наихудших условий, и далее они распространяются на все сооружение. Такой подход оправдан, но только в том случае, когда он не вызывает неоправданного увеличения стоимости. При этом важно учитывать все трудности, к которым приводит необходимость более детального анализа различных проектных условий.

Горизонтальные пути нагружения. Уже отмечалось, что горизонтальные нагрузки вызываются:

- горизонтальными компонентами ветрового давления, действующего на внешние и внутренние поверхности дома;
- инерционными реакциями дома или его отдельных элементов на сейсмические движения основания.

Горизонтальные пути нагружения деревянных домов проходят по всем конструктивным элементам (стенам, перекрытиям этажей и крышам) и их связям. При этом распределение нагрузок является пространственным, и его характеристики зависят от жесткости элементов и связей. Определение жесткости деревянных элементов и связей затруднено из-за нелинейности характеристик их перемещений.

В целом, как для нагрузок, так и сопротивлений, учитываемых при проектировании деревянных домов, характерны существенные неопределенности. Они должны оцениваться как при назначении путей нагружения, так и при выборе расчетных методик.

1.4. Обеспечение конструктивной надежности

Необходимо отметить, что абсолютная надежность для любого сооружения практически недостижима. Любая теория или расчетная методика, используемая для оценки надежности, является относительной. Результаты их применения следует интерпретировать с учетом свойственной неопределенности.

Характеристики надежности должны учитывать исторический опыт. При этом важно понимать место риска, связанного с конструктивными отказами, относительно других рисков, а также оценивать экономические последствия от повреждений сооружений. Экономические соображения со временем становятся более важными, и они обязательно учитываются при корректировке строительных норм.

Конструктивная надежность является многогранной характеристикой, отражающей целый ряд объективных и субъективных проектных аспектов, и в их числе:

- характеристики прочности (с учетом свойств материалов и их изменчивости в пространстве и во времени);
- величины нагрузок (с учетом статистических представлений и неопределенности этих представлений);
- различные неопределенности, связанные с компетентностью проектировщиков и точностью расчетных методов, а также с технологиями строительства, долговечностью конструкций и др.

При проектировании используются следующие исходные данные:

- характеристическая прочность материалов (например, металла, древесины, бетона и др.);
- номинальные нагрузки и их сочетания;
- приемлемый уровень надежности (или запас прочности).

При проектировании широко применяются различные вероятностные понятия. Привлечение этих понятий особенно необходимо для понимания смысла коэффициента безопасности, рассматриваемого при проектировании по методу допускаемых напряжений.

Нагрузки определяются в США на основе понятия периода повторяемости. Данное понятие характеризует период времени, в течение которого некоторое значение нагрузки, как ожидается, будет достигнуто или однажды превышено. При этом рассматриваются как ежегодные экстремумы (наибольшие нагрузки, возможные один раз в любой год), так и максимальные значения нагрузок за весь срок службы сооружения.

Исторически коэффициенты безопасности по методу допускаемых напряжений соответствовали нагрузкам с периодом повторяемости 50 лет. С развитием метода предельных состояний периоды повторяемости для некоторых нагрузок были откорректированы.

Методы определения нагрузок зависят от их вида, а также от достаточности и достоверности исходных данных для оценки нагрузок. Например, ветровые нагрузки определяются на основе данных вероятностного анализа скоростей ветра, измеренных на метеостанциях. Для скоростей ветра, как правило, характерно отсутствие требуемых объемов данных долгосрочных измерений.

Снеговые нагрузки находятся по данным о глубине снега на уровне грунта, и они должны приводиться к уровню кровли с помощью переходных коэффициентов, полученных на основе результатов опытных исследований.

Сейсмические нагрузки определяются с учетом исторических сведений по различным моделям, прямо или косвенно подтверждающим последствия прошлых землетрясений. Оценка сейсмической опасности присущи значительные неопределенности. Это особенно относится к областям с исторически низкой сейсмичностью, но с большим потенциалом для серьезных сейсмических событий.

Временные нагрузки от людей и оборудования моделируются на основе данных об условиях нагружения с учетом упрощенных гипотез.

В целом, нагрузки определяются с учетом накопленных данных с привлечением мнений экспертов, нашедших суммарное отражение в строительных нормах и спецификациях. Назначение коэффициента безопасности (по методу допускаемых напряжений) и коэффициентов надежности по нагрузкам (по методу предельных состояний) производится с учетом периодов повторяемости нагрузок и обеспеченности прочности материалов.

1.5. Основные положения метода допускаемых напряжений

При проектировании по методу допускаемых напряжений сопротивление конструкции сопоставляется с нагрузочным эффектом, и при этом должно соблюдаться соотношение:

$$\frac{R}{S.F.} \geq L, \quad (1.1)$$

где R – сопротивление конструкции (или расчетное напряжение в материале), обычно 5%-ной обеспеченности (известно как *характеристическая* прочность конструкции); $S.F.$ – коэффициент безопасности (отношение $R / S.F.$ также называют допускаемым напряжением); L – нагрузочный эффект (усилия, напряжения, деформации, раскрытия трещин, вызываемые силовыми воздействиями), вызванный сочетанием действующих нагрузок (в единицах измерения R).

Коэффициенты безопасности всегда принимаются более 1. При этом самые малые коэффициенты безопасности применяются при рассмотрении «некритических» разрушений, а самые большие – при проектировании ответственных конструкций, для которых характерны наибольшие неопределенности (например, связи). Кроме того, повышенные коэффициенты безопасности принимаются при проектировании элементов, для которых характерен резкий отказ без появления предупреждающих признаков.

В связи с изменчивостью свойств материалов *характеристическая* прочность определяется в США по результатам статистической обработки данных испытаний материалов. Эта обработка и оценка характеристических значений прочности выполняются в соответствии со стандартными процедурами (различными для бетона, древесины или стали). В большинстве случаев характеристическая прочность принимается с 5%-ной обеспеченностью, при которой меньшие значения прочности имеют менее 5% образцов.

На рис. 1.3 проиллюстрировано понятие коэффициента безопасности по методу допускаемых напряжений с учетом изменчивости нагрузок и сопротивлений.

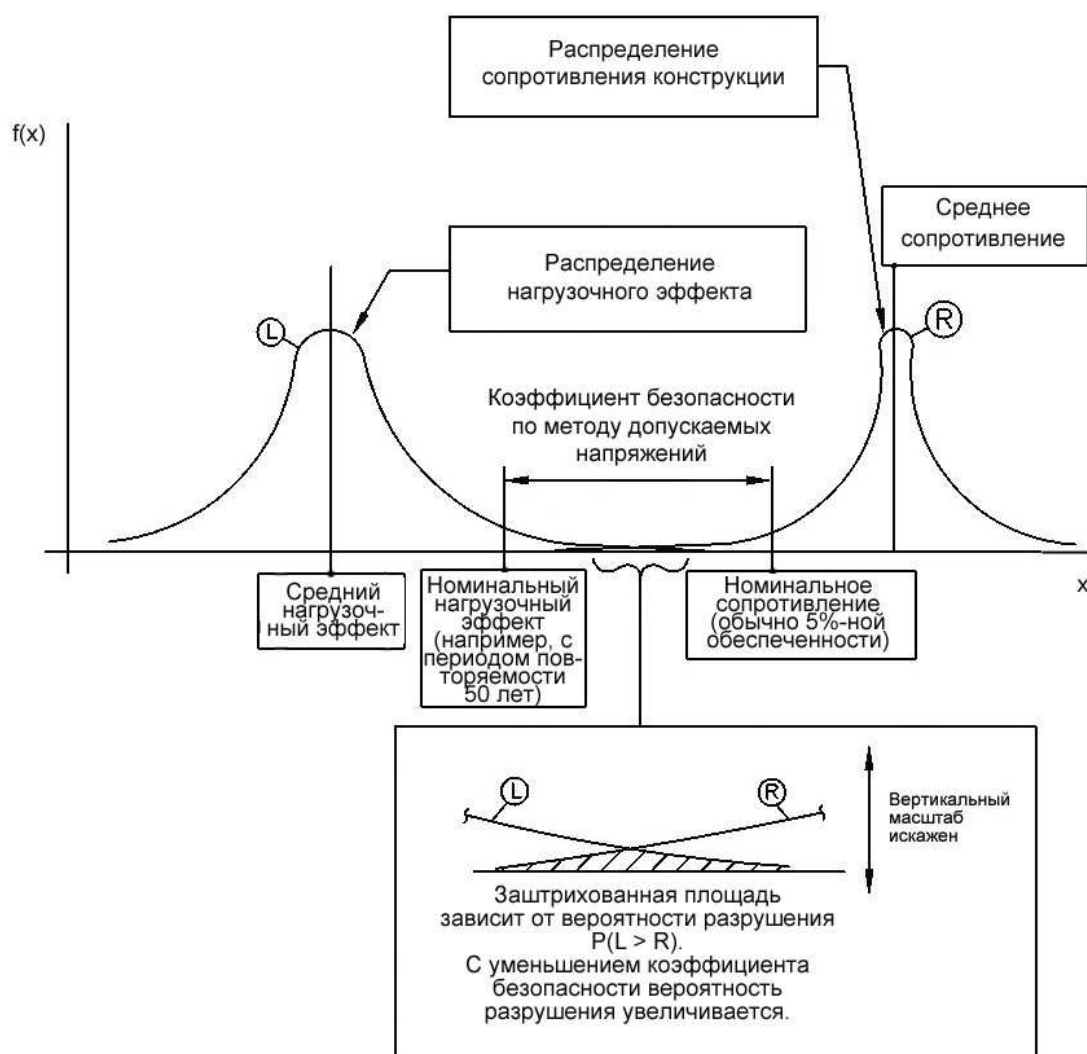


Рис. 1.3. Иллюстрация понятия коэффициента безопасности по методу допускаемых напряжений

Увеличение коэффициента безопасности приводит к повышению надежности сооружений, и наоборот. В табл. 1.2 показано, как влияют коэффициенты безопасности на уровень надежности сооружения. Как видно, повышение коэффициента безопасности оказывает непропорциональное (нелинейное) воздействие на характеристику надежности.

Таблица 1.2

Влияние коэффициента безопасности по методу допускаемых напряжений на уровень надежности сооружения

Коэффициент безопасности по методу допускаемых напряжений	Нормативная скорость ветра, м/с	Эквивалентный коэффициент	Расчетная скорость ветра, м/с	Период повторяемости расчетной скорости ветра, лет	Уровень надежности
1,0	55	1	55	50	63,5%
2,0	55	1,4	78	671	7,2%
3,0	55	1,7	95	4991	1,0%
4,0	55	2	110	27318	0,2%

Примечание: Расчетная скорость ветра определена путем умножения скорости ветра с периодом повторяемости 50 лет на эквивалентный коэффициент, равный квадратному корню из коэффициента безопасности, в связи с тем, что ветровая нагрузка пропорциональна квадрату скорости ветра.

В целом, коэффициенты безопасности по методу допускаемых напряжений в США назначаются на основе результатов обобщения исторических сведений и данных теоретических исследований с учетом здравого смысла. Они не могут быть специально «настроены» на определенные применения (например, только для жилищного строительства). На практике используются различные коэффициенты безопасности, обеспечивающие разные уровни надежности сооружений.

1.6. Основные положения метода предельных состояний

При проектировании по методу предельных состояний сравниваются характеристики сопротивления с суммой нагрузочных эффектов:

$$\phi R \geq \sum_i^N \gamma_i L_i, \quad (1.2)$$

где ϕ – коэффициент сопротивления; R – сопротивление (или напряжение), обычно 5%-ой обеспеченности (также известное как *нормативное* значение прочности); γ_i – коэффициент перегрузки для каждой i -ой нагрузки в рассматриваемом сочетании N нагрузок; L_i – нагрузочный эффект, созданный каждой i -ой нагрузкой в сочетании N нагрузок (в единицах измерения R).

Формат метода предельных состояний консервативно откалиброван до уровня надежности, достигаемого по методу допускаемых напряжений. В США по методу предельных состояний используются коэффициенты двух видов, одни из которых относятся к нагрузочному эффекту, а другие – к сопротивлению (или прочности). Считается, что это более правильно с точки зрения обеспечения надежности по отношению к методу допускаемых напряжений.

Коэффициент сопротивления ϕ применяется к нормативному значению прочности материала. Этот коэффициент находится в диапазоне 0,5 – 0,9 (с низкими значениями для наиболее изменчивых прочностных характеристик или при возможности резких отказов без появления предупреждающих признаков). Коэффициент сопротивления зависит и от нормативного значения прочности (к нему относится значение среднее, или с 5%-ой обеспеченностью, или самое малое из набора данных испытаний).

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Коэффициенты перегрузки γ_i применяются к каждой i -ой нагрузке в составе сочетания N нагрузок с тем, чтобы учесть изменчивость данной нагрузки. Они зависят от периодов повторяемости нагрузок. Кроме того, в США коэффициенты перегрузки учитывают характер распределения нагрузок в сочетании (учитывают корреляцию между вероятными значениями нагрузок в случае, когда одна из нагрузок принимает максимальное значение). По методу предельных состояний коэффициент перегрузки для максимальной нагрузки в составе сочетания нагрузок находится в диапазоне 1,0 – 1,6. Для других нагрузок в данном сочетании принимаются коэффициенты, несколько меньше 1. В результате уровень надежности определяется результирующим влиянием коэффициентов сопротивления и перегрузки на стороне сопротивления и нагрузки, соответственно.

Глава 2. Определение нагрузок

2.1. Нагрузки на жилые дома

Нагрузки на жилые дома вызываются разнообразными природными и техногенными явлениями, возникающими в течение всего срока службы домов. Значения нагрузок зависят от намеченного использования (предназначения и функций), конфигурации (формы и размеров) и местоположения домов (климата и других местных условий на участке строительства). Нагрузки оказывают влияние на выбор проектных решений (например, на назначение архитектурной конфигурации дома и выбор материалов для строительных конструкций).

В данном издании рассматриваются деревянные каркасные дома, предназначенные для отдельного проживания одной или двух семей, однако, принципы и подходы, связанные с определением нагрузок, справедливы и для других сооружений. Расчеты нагрузок на здания и сооружения в США выполняются на основе положений стандарта ASCE 7-05 (2005). Этот стандарт непрерывно совершенствуется, и он признан всеми американскими нормотворческими организациями.

При проектировании жилых домов проводятся расчеты конструкций из различных материалов (см. главы 3 – 5). Некоторые расчеты выполняются по методу допускаемых напряжений, а другие – по методу предельных состояний. Например, при проектировании бетонных конструкций рассматриваются предельные состояния, а для каменной кладки – допускаемые напряжения. Для деревянных конструкций обычно применяется метод допускаемых напряжений, но в последние годы все активнее внедряется метод предельных состояний. Таким образом, при проектировании одного и того же дома требуется определение нагрузок в соответствии с различными методами проектирования. Ниже приводятся некоторые рекомендуемые сочетания нагрузок для названных методов. Ряд нагрузок, например, от наводнения, обледенения или дождя, здесь не рассматриваются. За рекомендациями по учету таких специальных нагрузок необходимо обращаться к стандарту ASCE 7-05 или к другим строительным нормам.

2.2. Сочетания нагрузок

При назначении сочетаний нагрузок обычно принимается, что при достижении какой-либо нагрузкой своего максимального значения другие нагрузки принимают произвольные в пространстве и времени значения, соответствующие нормальными условиями нагружения.

В табл. 2.1 приведены типовые сочетания нагрузок, рекомендуемые в США для учета при проектировании по методам допускаемых напряжений и предельных состояний. Данные сочетания нагрузок отражают наиболее вероятные комбинации нагрузок, принимающих различные, в том числе, экстремальные значения. Необходимо отметить, что приведенные в табл. 2.1 сочетания нагрузок предназначаются только для проектирования конструктивных элементов жилых домов из легких деревянных конструкций.

Таблица 2.1

Типовые сочетания нагрузок для деревянных жилых домов ¹

Элементы (системы элементов)	Сочетания нагрузок по методу допускаемых напряжений	Сочетания нагрузок по методу предельных состояний
Стены фундаментов	$D + H$ $D + H + L^2 + 0,3(L_r + S)$ $D + H + (L_r \text{ или } S) + 0,3L^2$	$1,2D + 1,6H$ $1,2D + 1,6H + 1,6L^2 + 0,5(L_r + S)$ $1,2D + 1,6H + 1,6(L_r \text{ или } S) + 0,5L^2$
Обвязки, прогоны, балки, внутренние несущие стены и колонны, уширения фундаментов	$D + L^2 + 0,3(L_r \text{ или } S)$ $D + (L_r \text{ или } S) + 0,3L^2$	$1,2D + 1,6L^2 + 0,5(L_r \text{ или } S)$ $1,2D + 1,6(L_r \text{ или } S) + 0,5L^2$
Внешние несущие стены и колонны ³	Как и выше, плюс $D + W$ $D + 0,7E + 0,5L^2 + 0,2S^4$	Как и выше, плюс $1,2D + 1,5W$ $1,2D + 1,0E + 0,5L^2 + 0,2S^4$
Стропила крыш, фермы и балки; обшивки крыш и стен	$D + (L_r \text{ или } S)$ $0,6D + W_u^5$ $D + W$	$1,2D + 1,6(L_r \text{ или } S)$ $0,9D + 1,5W_u^5$ $1,2D + 1,5W$
Диафрагмы перекрытий этажей и каркасы стен	$0,6D + (W \text{ или } 0,7E)$	$0,9D + (1,5W \text{ или } E)$

Примечания:

¹ D – вес элемента или системы элементов (вертикальная нагрузка); H – боковое давление грунта; L – временная нагрузка на перекрытие этажа; L_r – временная нагрузка на крышу при строительстве/обслуживании/ремонте; W – ветровая нагрузка; S – снеговая нагрузка на крышу; E – сейсмическая нагрузка.

² При определении временной нагрузки на перекрытие верхнего этажа должна учитываться нагрузка от складированных материалов. При отсутствии других данных эта нагрузка равна 4,8 кПа (только в зонах, где стропила не препятствуют складированию материалов).

³ Снеговые нагрузки, а также временные нагрузки на крыши при строительстве, обслуживании и ремонте, не рекомендуется сочетать с экстремальными ветровыми нагрузками.

⁴ Горизонтальные сейсмические нагрузки рекомендуется учитывать только при проектировании деревянных стен с тяжелыми облицовками (например, из кирпича).

⁵ W_u – подъемная ветровая нагрузка от отрицательного (всасывающего) ветрового давления на крышу. Эта нагрузка должна восприниматься связями крыши и стен с фундаментом.

2.3. Постоянные нагрузки

Постоянные нагрузки для жилых домов определяются по удельным весам строительных материалов, используемых при устройстве крыш, полов, стен, фундаментов и др., включая обшивку и отделку. В табл. 2.2 приведены рекомендуемые в США постоянные нагрузки для деревянных жилых домов.

Таблица 2.2

Постоянные нагрузки для деревянных жилых домов

КРЫШИ	
Деревянные крыши легкой рамной конструкции с обшивкой из деревянных строительных панелей толщиной 1,25 см, потолком из гипсокартона толщиной 1,25 см (0,1 кПа) и кровлей из рубероида (0,15 кПа)	0,7 кПа
– с кровлей из обычной черепицы	1,3 кПа
– с кровлей из облегченной черепицы	1,0 кПа
– с металлической кровлей	0,7 кПа
– с дощатой кровлей	0,7 кПа
– с кровлей на основе битумных смол и гравия	0,9 кПа
ПЕРЕКРЫТИЯ	
Перекрытия из деревянных прогонов сечением 5 × 30 см с обшивкой из досок толщиной 2 см, потолком из гипсокартона толщиной 1,25 см (при отсутствии такого потолка вычитается 0,1 кПа) и с ковровым, виниловым или другим подобным половым покрытием	0,5 кПа
– с дощатым настилом	0,6 кПа
– с керамической плиткой	0,7 кПа
– с асбоцементным покрытием	0,9 кПа
СТЕНЫ	
Стены из деревянных стоек сечением 5 × 10 см с обшивкой из деревянных строительных панелей толщиной 1,25 см, гипсокартонной штукатуркой толщиной 1,25 см (для стен со стойками сечением 5 × 15 см ко всем значениям добавляется 0,1 кПа)	0,3 кПа
– с виниловой или алюминиевой обшивкой	0,3 кПа
– с дощатой обшивкой	0,4 кПа
– с цементной штукатуркой толщиной 2,5 см	0,7 кПа
– с более тонкой штукатуркой	0,4 кПа
– с кирпичной облицовкой толщиной в один кирпич	2,2 кПа
Внутренние стены из деревянных стоек сечением 5 × 10 см с двухсторонней гипсокартонной обшивкой толщиной 1,25 см	0,3 кПа

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

ФУНДАМЕНТЫ	Каменная кладка:		Бетон
	пустотелая	бутовая (на растворе)	
Стена толщиной 15 см	1,3 кПа	2,9 кПа	3,6 кПа
Стена толщиной 20 см	1,7 кПа	3,8 кПа	4,8 кПа
Стена толщиной 25 см	2,1 кПа	4,8 кПа	5,9 кПа
Стена толщиной 30 см	2,4 кПа	6,0 кПа	6,9 кПа
Бетонная стойка сечением 15 × 30 см			1,1 кН/м
Бетонная стойка сечением 15 × 40 см			1,4 кН/м
Бетонная стойка сечением 20 × 60 см			2,8 кН/м

Примечание: Для частично заполненной раствором каменной кладки постоянная нагрузка находится путем интерполяции между значениями для пустотелой и бутовой (на растворе) кладки с учетом размеров элементов кладки.

В табл. 2.3 приведены сведения о плотности некоторых строительных материалов, которые следует учитывать при более точном вычислении постоянных нагрузок.

Таблица 2.3

Плотность строительных материалов, кг/м³

Алюминий	2725
Медь	8910
Сталь	7880
Бетон (обычный с конструктивным армированием)	2330–2410
Каменная кладка на жидком растворе	2250
Кладка из кирпича	1600–2080
Кладка из бетонных блоков	1360–2160
Стекло	2565
Древесина (при 10% влажности):	
– лиственница	660
– сосна обыкновенная	500
– ель	440
– пихта сибирская	370
Вода	1000
Деревянные строительные панели:	
– из фанеры	580
– из древесно-стружечных плит с ориентированной плоской щепой	580
Гипсовая плита	770
Камень:	
– гранит	1540
– песчаник	1315
Песок (сухой)	1440
Гравий (сухой)	1680

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Примечание: Для древесины приведены средние плотности, и они могут изменяться в пределах $\pm 15\%$ в зависимости от сорта древесины, ее влажности и др.

2.4. Временные нагрузки

Под временными нагрузками понимаются нагрузки от людей, мебели, передвижного оборудования, складированных материалов и изделий, а также от действий при строительстве, обслуживании и ремонте жилых домов. В табл. 2.4 приведены типовые временные нагрузки, учитываемые в США при проектировании деревянных жилых домов.

Таблица 2.4

Временные нагрузки для деревянных жилых домов

Применение	Равномерно распределенные	Сосредоточенные
КРЫШИ¹		
– с уклоном $\geq 1:3$	0,7 кПа	1,1 кН
– плоские или наклонные с уклоном $< 1:3$	1,0 кПа	1,1 кН
ЧЕРДАКИ²		
– с ограниченным складированием	0,5 кПа	1,1 кН
– с неограниченным складированием	1,0 кПа	1,1 кН
ПЕРЕКРЫТИЯ ЭТАЖЕЙ		
– в спальнях	1,4 кПа	1,3 кН
– в других помещениях	1,9 кПа	1,3 кН
Балконы	2,9 кПа	1,3 кН
Лестницы	1,9 кПа	1,3 кН
Перила	0,3 кН/м	0,9 кН
Гаражи	2,4 кПа	8,9 кН (фургоны, легкие грузовики) 6,7 кН (легковые автомобили)

Примечания:

¹ Временные нагрузки на крыши возникают при устройстве, обслуживании и ремонте крыш. Эти нагрузки не следует рассматривать совместно с другими временными нагрузками (например, ветровыми).

² Чердачные помещения могут использоваться для временного хранения только при их «чистой» высоте более 0,8 м.

Временные нагрузки условно принимаются равномерно распределенными или сосредоточенными, и при этом они не считаются действующими одновременно. Сосредоточенные нагрузки прилагаются к малым областям или площадям, совместимым с применением, и они должны приводить к максимально неблагоприятному эффекту, возможному в данных условиях. Например, сосредоточенная нагрузка на ступени лестниц 1,3 кН должна прилагаться к центру ступеней. Сосредоточенную нагрузку от колес транспортного средства на покрытие пола гаража следует прилагать ко всем возможным участкам покрытия.

В расчетах балок, плит, колонн и фундаментов временные нагрузки на перекрытия жилых домов, принятые по табл. 2.4, снижаются путем умножения на коэффициент сочетания Ψ , определяемый по формуле:

$$\Psi = \left(0,25 + \frac{10,6}{\sqrt{A_t}} \right) \geq 0,75 \quad , \quad (2.1)$$

где A_t – грузовая площадь, определяемая с учетом положения несущих элементов.

Временная нагрузка на перекрытия этажей по табл. 2.4 включает как длительную, так и кратковременную составляющие. Под длительной составляющей понимается нагрузка, связанная с нормальным человеческим проживанием в окружении соответствующей мебели и другой обстановки. Для жилых домов США средняя длительная временная нагрузка принимается в среднем $0,3 \text{ кПа}$ (при изменении в пределах $0,2 - 0,4 \text{ кПа}$). Кратковременная временная нагрузка для жилых домов составляет около $0,3 \text{ кПа}$, но она может увеличиваться до $0,6 \text{ кПа}$. Таким образом, полная временная нагрузка на перекрытия этажей, приведенная в табл. 2.4, является весьма консервативной.

2.5. Боковые нагрузки от грунта

При определении бокового давления грунта на стены фундаментов жилых деревянных домов в США рекомендуется использовать приближенную теорию, основанную на понятии эквивалентной плотности жидкости (ЭПЖ). В соответствии с этой теорией эпюра бокового давления на стены фундамента принимается в форме треугольника (рис. 2.1).

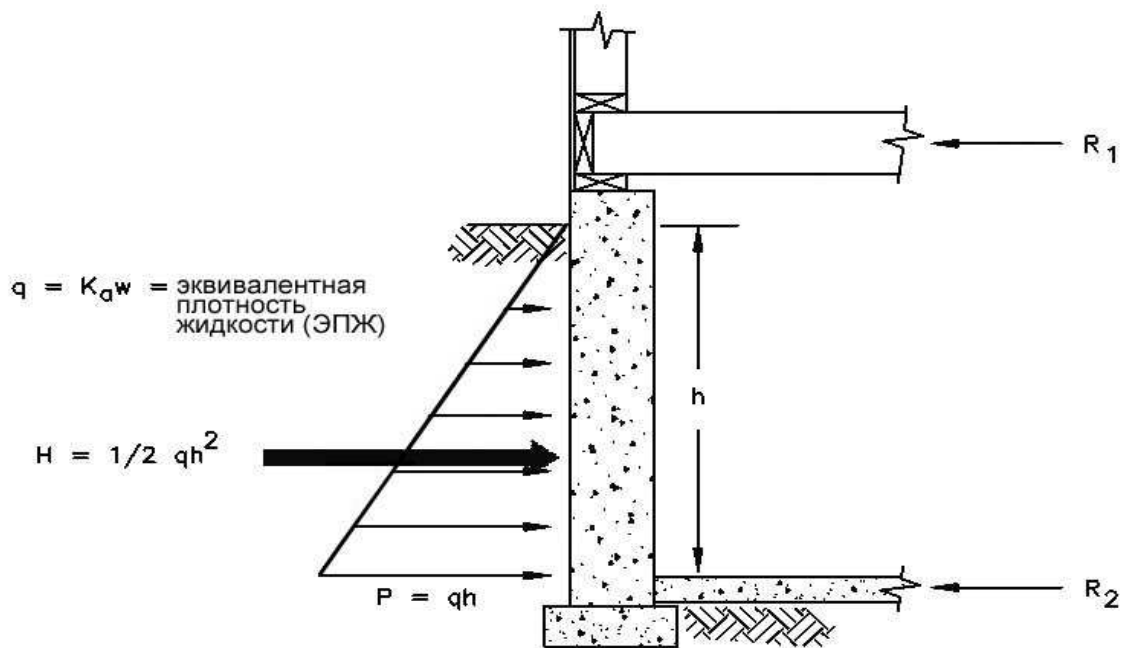


Рис. 2.1. Эпюра бокового давления грунта на стену фундамента

При определении ЭПЖ удельный вес грунта w умножается на эмпирический коэффициент K_a , учитывающий фактические различия между грунтом и жидкостью, а также отличие эпюры бокового давления от треугольника:

$$q = K_a w \quad , \quad (2.2)$$

Активное давление грунта на глубине h равно

$$P = q h \quad . \quad (2.3)$$

Равнодействующая активного давления грунта определяется по формуле

$$H = \frac{1}{2} g h h = \frac{1}{2} g h^2, \quad (2.4)$$

где h – высота засыпки грунта у фундамента. Равнодействующая H считается приложенной на высоте $h/3$ от основания эпюры.

В табл. 2.5 приведены коэффициенты K_a для различных грунтов засыпки пазух фундаментов, а также удельные веса грунтов и соответствующие ЭПЖ.

Таблица 2.5

Коэффициенты K_a , удельный вес и ЭПЖ в зависимости от типа грунта^{1,2}

Тип грунта ³	Коэффициент активного давления K_a	Удельный вес грунта, $кг/м^3$	ЭПЖ, $кг/м^3$
Песок или гравий	0,26	1840	480
Супесь	0,35	1600	560
Суглинок	0,45	1600	720
Глина ⁴	0,60	1600	960

Примечания:

¹ Приведенные значения рекомендуются применять только для хорошо дренирующей обратной засыпки высотой менее 3 м в естественном состоянии или с легким уплотнением. Эти значения не рекомендуется применять при проектировании фундаментов в подверженных наводнениям районах, для которых ЭПЖ может достигать 1280 – 1440 $кг/м^3$.

² Приведенные значения не распространяются на расширяющиеся и обводненные промерзающие грунты. Расширяющиеся грунты необходимо удалять из зон, смежных со стенами фундаментов, а при наличии обводнения и возможности промерзания грунтов следует устраивать соответствующий дренаж.

³ Ил и глину для засыпки пазух фундаментов применять не рекомендуется.

⁴ Обратные засыпки из обычных (не расширяющихся) глин должны выполняться на высоту не более 1 – 1,2 м.

Допускается естественное уплотнение грунтов путем превышения уровня засыпки на 8 – 15 см. Такая дополнительная засыпка обеспечивают поверхностный дренаж воды у фундаментов. Она также помогает избежать нежелательных нагрузок на фундамент от уплотнения грунта во время строительства.

2.6. Ветровые нагрузки

Ветер вызывает динамические нагрузки с очень переменными амплитудами. Пиковые нагрузки для данного направления ветра в одних зонах домов при этом не совпадают с пиковыми нагрузками в других зонах. Современные методы определения ветровых нагрузок позволяют учитывать направленность ветра и другие эффекты только в упрощенной форме. Ниже приводятся используемые в США рекомендации по определению расчетных ветровых нагрузок на жилые дома на основе положений норм ASCE 7-05. В соответствии с указанными нормами боковые и подъемные ветровые нагрузки следует определять в следующей очередности.

Шаг 1. Определение расчетной скорости ветра и соответствующего нормативного скоростного давления

Расчетные скорости ветра в США определяются по нормам ASCE 7-05 в зависимости от географического положения участка строительства.

Для территории Российской Федерации должна применяться карта районирования по давлению ветра, приведенная в приложении 5 к своду правил СНиП 2.01.07-85. Допускается также использование данных многолетних наблюдений на метеостанциях (ГМС) сети Метеоагентства Росгидромета РФ, а также результатов специально проведенных изысканий. Расчетная скорость ветра на побережьях морей России может приниматься по рекомендациям справочников РМРС (2003, 2006). В соответствии с этими рекомендациями скорости ветра в порывах (с интервалом осреднения 5 с), например, на побережье Финского залива в зависимости от направления ветра достигают 24 – 33 м/с. Для склонных к боре северо-восточных районов побережья Черного моря диапазон скоростей ветра в порывах находится в пределах 28 – 43 м/с.

После определения расчетной скорости ветра находится нормативное скоростное давление (табл. 2.6). К этому давлению при определении ветровых нагрузок на поверхности дома применяются коэффициенты давления. Нормативные скоростные давления в табл. 2.6 получены для типовых условий прибрежного жилищного строительства. К ним относятся пригородные застройки на открытых побережьях (без учета снижения скорости ветра за счет топографических эффектов).

Таблица 2.6

Нормативные скоростные давления ветра, $\kappa\text{Па}$, для прибрежных участков территории

Расчетная скорость ветра V , м/с, в порывах с интервалом осреднения 5 с	Одноэтажный дом, $K_z = 0,84$	Двухэтажный дом, $K_z = 0,94$	Трехэтажное здание, $K_z = 1,05$
25	0,27	0,30	0,34
27	0,32	0,36	0,40
29	0,37	0,41	0,46
31	0,42	0,47	0,52
33	0,47	0,53	0,59
35	0,53	0,60	0,67
37	0,60	0,67	0,75
39	0,66	0,74	0,83
41	0,73	0,82	0,92
43	0,81	0,90	1,01

Примечание: Для определения скоростных давлений использовалась формула $0,00061 K_D K_z V^2$, где K_z – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте для открытого побережья в зависимости от средней высоты дома; K_D – коэффициент направленности ветра со значением по умолчанию, равным 0,85.

Шаг 2. Уточнение нормативного скоростного давления

Окруженные лесом жилые дома в составе пригородной застройки подвергаются несколько меньшему ветровому давлению. При проектировании таких домов снижение скорости ветра учитывается умножением давлений, приведенных в табл. 2.6, на коэффициент 0,8. Для плотного лесистого ландшафта с высотой домов ниже вершин деревьев рекомендуется применять понижающий коэффициент 0,6.

Скоростные давления в табл. 2.6 определены с учетом коэффициента 0,85 как для разнонаправленного ветра с переменной скоростью. Для однонаправленного ветра с постоянной скоростью следует принимать коэффициент направленности $K_D = 0,75$. При таких условиях

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

ветровые давления, приведенные в табл. 2.6, необходимо умножать на коэффициент 0,9 (тогда $K_D = 0,9 \times 0,85 \approx 0,75$).

При расположении жилых домов вблизи явно выраженных неоднородностей рельефа (например, около вершин холмов или утесов) необходимо учитывать увеличение скорости ветра за счет топографических эффектов. Для таких условий в соответствии с нормами ASCE 7-05 ветровые давления по табл. 2.6 должны умножаться на коэффициент, равный 1,8 – 2,0.

Шаг 3. Определение коэффициентов бокового давления ветра

Ветровое давление, приложенное к вертикальным проекциям крыш и стен, определяется путем умножения скоростного давления, найденного по шагам 1 и 2, на соответствующие коэффициенты бокового давления (табл. 2.7). Эти коэффициенты применяются как к положительным давлениям на наветренные части, так и к отрицательным (всасывающим) давлениям на подветренные стороны домов.

Таблица 2.7

**Коэффициенты бокового давления
для перехода к вертикальным проекциям поверхностей**

Применение	Коэффициенты бокового давления
ВЕРТИКАЛЬНАЯ ПРОЕКЦИЯ КРЫШ	
– плоских	0,0
– с уклоном 1:4	0,3
– с уклоном 1:2	0,5
– с уклоном $\geq 3:4$	0,8
ВЕРТИКАЛЬНАЯ ПРОЕКЦИЯ СТЕН	1,2

Шаг 4. Определение аэродинамических коэффициентов для элементов и систем элементов

Аэродинамические коэффициенты в соответствии с нормам ASCE 7-05 должны приниматься по рекомендациям, приведенным в табл. 2.8. За исключением подъемных ветровых давлений, все ветровые давления, вычисленные с учетом данных коэффициентов, считаются приложенными по нормали к поверхности. Таким образом, после учета аэродинамических коэффициентов ветровые нагрузки считаются приложенными перпендикулярно к ограждающим поверхностям дома, а не к их вертикальным проекциям.

Таблица 2.8

Аэродинамические коэффициенты для элементов и систем элементов ¹

Применение	Аэродинамические коэффициенты $G C_p$ ²
КРЫШИ	
Фермы, балки, коньки и стропила в целом	–0,9; +0,4
Элементы стропил и ферм	–1,2; +0,7
Обшивки крыш	–2,2; +1,0
Окна и остекления крыш	–1,2; +1,0
Ветровой подъем крыш ³ :	
– шатровая крыша с уклоном между 1:4 и 1:2	–0,9
– шатровая крыша с уклоном более 1:2	–0,8
– все другие типы крыш и уклоны	–1,0
Наветренный свес ⁴	+0,8

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

СТЕНЫ	
Элементы стен	-1,2; +1,1
Обшивки стен	-1,3; +1,2
Окна, двери и остекления стен	-1,3; +1,2
Гаражные ворота	-1,1; +1,0
Воздухопроницаемые покрытия ⁵	-0,9; +0,8

Примечания:

¹ Аэродинамические коэффициенты определены в предположении полной герметичности дома.

² Положительные и отрицательные знаки показывают направления давлений, соответственно, внутрь и наружу от поверхности дома. Отрицательные давления соответствуют всасыванию.

³ Аэродинамические подъемные коэффициенты используются при определении подъемной ветровой нагрузки, прикладываемой к горизонтальной проекции крыши. Эти нагрузки учитываются в расчетах связей крыш с фундаментами. При этом также должны учитываться подъемные нагрузки на карнизы крыш.

⁴ Для наветренных карнизов крыш подъемные ветровые нагрузки прикладываются к нижней стороне карнизов (считаются действующими вверх).

⁵ Воздухопроницаемые покрытия снижают ветровые давления примерно на 1/3. К таким покрытиям относятся наружные обшивки из досок, виниловых и алюминиевых планок и др.

Для домов, подверженных действию летящих обломков, коэффициенты GCr в табл. 2.8 должны увеличиваться на $\pm 0,35$ с тем, чтобы учесть увеличение внутренних давлений из-за потери герметичности наветренных поверхностей (например, через разбитые стекла окон).

Шаг 5. Определение расчетного давления ветра

Расчетное давление ветра находится путем умножения нормативного давления на коэффициенты бокового давления и аэродинамические коэффициенты, определенные в соответствии с шагами 3 и 4. Давления, найденные по шагу 3, прикладываются к стенам и диафрагмам домов в целом. Давления, вычисленные по шагу 4, прикладываются к отдельным элементам (например, распоркам, стропилам, фермам и обшивкам), в том числе, для определения усилий в связях.

2.7. Снеговые и другие нагрузки

Снеговые нагрузки считаются приложенными к горизонтальным проекциям крыш жилых домов. Равномерно распределенные нагрузки от снега на крыши жилых домов определяются с использованием нагрузок от снегового покрова земли. Снеговая нагрузка на наветренные и подветренные поверхности крыш по нормам США находится путем умножения нагрузки от снегового покрова земли на коэффициенты 0,8 и 1,2, соответственно.

Нагрузки от снегового покрова земли в США определяются по нормам ASCE 7-05 в зависимости от географического положения участка строительства.

На территории Российской Федерации должна применяться карта 1* районирования по весу снегового покрова, приведенная в приложении 5 к своду правил СНиП 2.01.07-85. В соответствии с данной картой нагрузка от снегового покрова земли изменяется в пределах от 0,8 до 5,6 $кПа$.

Для горных и малоизученных районов, а также пунктов с высотой над уровнем моря более 1500 м и мест со сложным рельефом, расчетные значения веса снегового покрова земли следует устанавливать на основе данных ГМС сети Метеоагенства Росгидромета РФ. При

этом в качестве расчетной следует принимать снеговую нагрузку с периодом повторяемости 25 лет, определенную на основе данных о запасах воды на защищенных от прямого воздействия ветра участках (в лесу под кронами деревьев или на лесных полянах) за период не менее 20 лет.

При проектировании жилых домов должны также учитываться:

- сейсмические нагрузки;
- нагрузки от морозного пучения грунтов;
- нагрузки от расширения грунтов;
- температурные эффекты;
- нагрузки от торнадо и др.

В определенных случаях указанные нагрузки могут значительно превышать ветровые и снеговые нагрузки. Известно, что нагрузки от морозного пучения грунтов могут превосходить 480 кПа. Нагрузки от расширения грунтов также весьма значительные. Усилия, вызванные температурным расширением или сокращением элементов, для деревянных домов несущественны. Вероятность прямого воздействия торнадо на жилой дом значительно меньше допускаемой для общепринятого уровня надежности, но нагрузки от торнадо превышают обычные ветровые нагрузки почти на порядок.

Нагрузки от морозного пучения грунтов устраняются путем размещения подошвы фундаментов ниже глубины промерзания. Нагрузки на стены подвалов от расширения грунтов снимаются путем изоляции таких стен от грунтов, а также устройством фундаментов на сваях. Усилия от температурных эффектов могут быть снижены путем выполнения специальных соединений элементов. Это касается, в первую очередь, облицовок стен и покрытий полов из керамических плиток.

2.8. Примеры расчета

Пример 2.1. Расчет вертикальных нагрузок

Определить вертикальные нагрузки на наружные несущие стены и колонны.

Исходные данные: трехэтажный деревянный дом с размерами 9 × 15 м в плане; крыша с чердаком, перекрытия этажей с дополнительными опорами в виде колонн с шагом 4,5 м; постоянная нагрузка от крыши 0,7 кПа (см. табл. 2.2); постоянная нагрузка от перекрытий этажей 0,5 кПа (см. табл. 2.2); постоянная нагрузка от стен 0,4 кПа (см. табл. 2.2); временная нагрузка на чердак 0,5 кПа (см. табл. 2.4); временная нагрузка на перекрытия второго и третьего этажей 1,4 кПа (см. табл. 2.4); временная нагрузка на перекрытие первого этажа 1,9 кПа (см. табл. 2.4); снеговая нагрузка на крышу 0,8 кПа (пункт 2.7).

Решение.

1. Вертикальная нагрузка на наружную несущую стену:

– постоянная нагрузка на стену $D = 1/2$ крыши + 2 стены + 2 перекрытия этажей = $1/2 \times 9 \text{ м} \times 0,7 \text{ кПа} + 2 \times 2,4 \text{ м} \times 0,4 \text{ кПа} + 2 \times 2,3 \text{ м} \times 0,5 \text{ кПа} = 7,3 \text{ кН/м}$;

– временная нагрузка на перекрытия второго и третьего этажей $L = (1,4 \text{ кПа} + 1,4 \text{ кПа}) \times 2,3 \text{ м} = 6,5 \text{ кН/м}$ (два этажа);

– временная нагрузка на чердак¹ $L_r = 0,5 \text{ кПа} \times (4,5 \text{ м} - 1,5 \text{ м}) = 1,4 \text{ кН/м}$;

– снеговая нагрузка на крышу $S = 1/2 \times 9 \text{ м} \times 0,8 \text{ кПа} = 3,5 \text{ кН/м}$;

Первое сочетание нагрузок по методу допускаемых напряжений (см. табл. 2.1) имеет вид:

¹ Края перекрытия чердака шириной 1,5 м считаются недоступными для складирования материалов из-за низкого потолка.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$D + L + 0,3 (L_r \text{ или } S).$$

Тогда следует: вертикальная нагрузка на наружную несущую стену² = $7,3 \text{ кН/м} + 6,5 \text{ кН/м} + 0,3 \times 3,5 \text{ кН/м} = 14,8 \text{ кН/м}$.

Второе сочетание нагрузок по методу допускаемых напряжений (см. табл. 2.1) записывается в виде:

$$D + (L_r \text{ или } S) + 0,3L.$$

Тогда вертикальная нагрузка на наружную несущую стену = $7,3 \text{ кН/м} + 3,5 \text{ кН/м} + 0,3 \times 6,5 \text{ кН/м} = 12,7 \text{ кН/м}$.

Как видно, определяющим является первое сочетание нагрузок. Именно это сочетание следует учитывать в расчетах стоек и балок каркасов несущих стен.

В расчетах стен также должны проверяться сочетания продольных (сжимающих) и поперечных (изгибных) нагрузок $D + W$ (см. табл. 2.1 и пример 2.2). На ненесущие внешние стены (например, фронтоны) временные нагрузки от перекрытий и крыш не передаются, и тогда определяющим оказывается сочетание нагрузок $D + W$.

2. Вертикальная нагрузка на колонны под перекрытием первого этажа:

– постоянная нагрузка = перекрытие второго этажа + перекрытие первого этажа + несущая стена, поддерживающая перекрытие второго этажа = $9 \text{ м} / 2 \times 4,5 \text{ м} \times 0,5 \text{ кПа} + 9 \text{ м} / 2 \times 4,5 \text{ м} \times 0,5 \text{ кПа} + 2,4 \text{ м} \times 4,5 \text{ м} \times 0,4 \text{ кПа} = 23,7 \text{ кН}$.

Уменьшим временную нагрузку по формуле (2.1):

– грузовая площадь этажа = $2 \times 9 \text{ м} / 2 \times 4,5 \text{ м} = 40,7 \text{ м}^2$;

– коэффициент сочетания для временной нагрузки $\Psi = 0,25 + \frac{3,23}{\sqrt{40,7}} = 0,76 > 0,75$;

– уменьшенная временная нагрузка на первый этаж = $0,76 \times 1,9 \text{ кПа} = 1,4 \text{ кПа}$;

– уменьшенная временная нагрузка на второй этаж = $0,76 \times 1,4 \text{ кПа} = 1,1 \text{ кПа}$;

– полная уменьшенная временная нагрузка = $4,5 \text{ м} \times 4,5 \text{ м} \times (1,4 \text{ кПа} + 1,1 \text{ кПа}) = 51,6 \text{ кН}$.

Полная расчетная нагрузка на колонны по методу допускаемых напряжений (см. табл. 2.1) тогда равна $23,7 \text{ кН} + 51,6 \text{ кН} = 75,3 \text{ кН}$.

При проектировании по методу предельных состояний нагрузки следует умножить на коэффициенты перегрузки, принятые по табл. 2.1.

Пример 2.2. Расчет ветровых нагрузок

Определить ветровые нагрузки на стену, связи стены с крышей, обшивку крыши, стропильную ферму крыши, стропила крыши и каркас стены.

Исходные данные: двухэтажный дом с размерами в плане $9 \times 15 \text{ м}$, крыша двухскатная, уклон крыши 7:12, карниз $0,3 \text{ м}$; участок строительства находится в пригородной застройке на открытом побережье, скорость ветра на участке 33 м/с в порывах (интервал осреднения 5 с).

Решение.

1. Ветровая нагрузка на стену:

– шаг 1: по табл. 2.6 нормативное ветровое давление $0,53 \text{ кПа}$;

– шаг 2: нормативное ветровое давление с учетом направленности ветра $0,9 \times 0,53 \text{ кПа} = 0,5 \text{ кПа}$;

– шаг 3: по табл. 2.7 коэффициенты бокового давления для крыши $0,6$; для стены $1,2$;

– шаг 4: пропускаем;

² Или $16,2 \text{ кН/м}$ с учетом временной нагрузки на перекрытие чердака.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

– шаг 5: расчетное ветровое давление на крышу $0,5 \text{ кПа} \times 0,6 = 0,3 \text{ кПа}$; на стену $0,5 \text{ кПа} \times 1,2 = 0,6 \text{ кПа}$.

Вертикальные площади проекции (ВПП) для ветровой нагрузки на стену:

ВПП крыши = $1/2 \times \text{ширина крыши} \times \text{уклон крыши} \times 1/2 \times \text{длина крыши} = 1/2 \times 9 \text{ м} \times 7/12 \times 1/2 \times 15 \text{ м} = 19,6 \text{ м}^2$;

ВПП стены = (высота второго этажа + толщина пола + высота первого этажа) $\times 1/2 \times \text{длина крыши} = (2,4 \text{ м} + 0,3 \text{ м} + 2,4 \text{ м}) \times 1/2 \times 15 \text{ м} = 38,9 \text{ м}^2$;

Ветровая нагрузка на стену = ВПП крыши $\times$ расчетное ветровое давление на крышу + ВПП стены $\times$ расчетное ветровое давление на стену = $19,6 \text{ м}^2 \times 0,3 \text{ кПа} + 38,9 \text{ м}^2 \times 0,6 \text{ кПа} = 27,7 \text{ кН}$.

2. Подъемная ветровая нагрузка на связи стены с крышей:

– шаг 1: нормативное ветровое давление $0,53 \text{ кПа}$ (см. выше);

– шаг 2: нормативное ветровое давление с учетом направленности ветра $0,5 \text{ кПа}$ (см. выше);

– шаг 3: пропускаем;

– шаг 4: аэродинамический коэффициент для подъемного ветрового давления на крышу = $-1,0$ (см. табл. 2.8); аэродинамический коэффициент для ветрового давления на карниз крыши = $0,8$ (см. табл. 2.8);

– шаг 5: расчетное ветровое давление на горизонтальную проекцию крыши $(-1,0) \times 0,5 \text{ кПа} = -0,5 \text{ кПа}$; на карниз крыши $0,8 \times 0,5 \text{ кПа} = 0,4 \text{ кПа}$ (действует вверх).

Вертикальная нагрузка на крышу $D = 1/2 \times \text{пролет крыши} \times \text{равномерно распределенная постоянная нагрузка} = 1/2 \times (9 \text{ м} + 0,3 \text{ м} + 0,3 \text{ м}) \times 0,7 \text{ кПа}^3 = 3,4 \text{ кН/м}$ (действует вниз).

Подъемная ветровая нагрузка на крышу $W_u = 1/2 \times \text{пролет крыши} \times \text{давление на горизонтальную проекцию крыши} + \text{карниз} \times \text{давление на карниз крыши} = 1/2 \times (9 \text{ м} + 0,3 \text{ м} + 0,3 \text{ м}) \times (-0,5 \text{ кПа}) + 0,3 \text{ м} \times (0,4 \text{ кПа}) = -2,4 \text{ кН/м}$ (действует вверх).

Суммарная подъемная нагрузка = $0,6D + W_u$ (см. табл. 2.1) = $0,6 \times 3,4 \text{ кН/м} + (-2,4 \text{ кН/м}) = -0,3 \text{ кН/м}$ (действует вверх).

3. Ветровая нагрузка на обшивку крыши:

– шаг 1: нормативное ветровое давление $0,53 \text{ кПа}$ (см. выше);

– шаг 2: нормативное ветровое давление с учетом направленности ветра $0,5 \text{ кПа}$ (см. выше);

– шаг 3: пропускаем;

– шаг 4: аэродинамический коэффициент для подъемного ветрового давления на обшивку крыши = $-2,2$ (см. табл. 2.8);

– шаг 5: расчетное подъемное ветровое давление на обшивку крыши $0,5 \text{ кПа} \times (-2,2) = -1,1 \text{ кПа}$.

Пусть шаг стропильных ферм $0,6 \text{ м}$ и шаг соединений $0,3 \text{ м}$.

Тогда нагрузка на соединения = шаг соединений $\times$ шаг ферм $\times$ давление на обшивку крыши = $0,3 \text{ м} \times 0,6 \text{ м} \times (-1,1 \text{ кПа}) = -0,2 \text{ кН}$.

4. Ветровая нагрузка на стропильную ферму крыши:

– шаг 1: нормативное ветровое давление $0,53 \text{ кПа}$ (см. выше);

– шаг 2: нормативное ветровое давление с учетом направленности ветра $0,5 \text{ кПа}$ (см. выше);

– шаг 3: пропускаем;

³ См. табл. 2.2.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

– шаг 4: аэродинамические коэффициенты для ветрового давления на ферму крыши = – 0,9; +0,4 (см. табл. 2.8);

– шаг 5: расчетное давление ветра – подъемное $(-0,9) \times 0,5 \text{ кПа} = -0,4 \text{ кПа}$; боковое $0,4 \times 0,5 \text{ кПа} = 0,2 \text{ кПа}$.

Так как подъемное ветровое давление меньше временной нагрузки на крышу (0,7 кПа, см. табл. 2.4), то при проектировании стропильных ферм должны учитываться следующие сочетания нагрузок: $D + (L_r \text{ или } S)$; $0,6D + W_u$.

5. Ветровая нагрузка на стропила:

– шаг 1: нормативное ветровое давление 0,53 кПа (см. выше);

– шаг 2: нормативное ветровое давление с учетом направленности ветра 0,5 кПа (см. выше);

– шаг 3: пропускаем;

– шаг 4: аэродинамические коэффициенты для ветрового давления на стропила = –1,2; +0,7 (см. табл. 2.9);

– шаг 5: расчетное давление ветра – подъемное $(-1,2) \times 0,5 \text{ кПа} = -0,6 \text{ кПа}$; боковое $0,7 \times 0,5 \text{ кПа} = 0,3 \text{ кПа}$.

Стропила в потолочном перекрытии должны рассчитываться как наклонные балки. Для них определяющим будет сочетание нагрузок, включающее временную нагрузку на крышу ($D + L_r$ – см. табл. 2.1). Сочетание нагрузок $0,6D + W_u$ тогда может не рассматриваться, но оно должно учитываться в расчетах связей стропил и стен, а также связей стропил с коньком крыши, на подъемную ветровую нагрузку.

6. Боковая ветровая нагрузка на стенной каркас:

– шаг 1: нормативное ветровое давление 0,53 кПа (см. выше);

– шаг 2: нормативное ветровое давление с учетом направленности ветра 0,5 кПа (см. выше);

– шаг 3: пропускаем;

– шаг 4: аэродинамические коэффициенты для ветрового давления на каркас стен = –1,2; +1,1 (табл. 3.8);

– шаг 5: расчетное давление ветра – наружу $(-1,2) \times 0,5 \text{ кПа} = -0,6 \text{ кПа}$; вовнутрь $1,1 \times 0,5 \text{ кПа} = 0,5 \text{ кПа}$.

Для каркаса стен определяющим будет ветровое давление 0,6 кПа, направленное наружу. Так как эта нагрузка является боковой, то должно применяться сочетание нагрузок $D + W$ (см. табл. 2.1), приводящее к наиболее невыгодному сочетанию осевой сжимающей и боковой изгибающей нагрузок. Осевая нагрузка включает вертикальную нагрузку от стен, перекрытий этажей и крыши. Изгибающая нагрузка определяется ветровым давлением 0,6 кПа, и при этом равномерно распределенная линейная ветровая нагрузка на стойки каркаса с шагом 0,4 м равна:

$$w = \text{давление ветра} \times \text{шаг стоек} = 0,6 \text{ кПа} \times 0,4 \text{ м} = 0,2 \text{ кН/м}.$$

При проектировании стоек стен должны также рассматриваться следующие сочетания нагрузок (см. табл. 2.1): $D + L + 0,3(L_r \text{ или } S)$; $D + (L_r \text{ или } S) + 0,3L$.

В расчетах стенных каркасов необходимо учитывать, что стойки являются частью системы стен, то есть они работают совместно с обшивкой и внутренней отделкой.

При проектировании по методу предельных состояний нагрузки следует умножить на коэффициенты перегрузки, принятые по табл. 2.1.

Глава 3. Расчет и конструирование фундаментов

3.1. Общие сведения о фундаментах жилых домов

Фундаменты предназначены для передачи нагрузок от домов на грунтовое основание, а также для восприятия нагрузок, вызванных боковым давлением грунта засыпки пазух. Фундаменты жилых домов могут состоять из уширений подошв, стен, плит, свай и опор или комбинаций этих элементов. Ниже кратко рассмотрены следующие фундаменты:

- подвального типа;
- с вентилируемым подполом;
- в виде плит на грунте;
- свайного типа;
- на отдельных опорах;
- специального типа.

Фундаменты жилых домов в США обычно выполняются из монолитного бетона или сборных бетонных блоков. Также могут применяться обработанные консервантами деревянные элементы, сборные железобетонные изделия и др. Фундаменты свайного типа часто используются в зонах наводнений для подъема домов выше уровня наводнения, на слабых или расширяющихся грунтах с целью передачи нагрузок на более устойчивые слои грунта, на крутонаклонных участках и др. На рис. 3.1 приведены конструктивные схемы различных типов фундаментов.

Фундаменты подвального типа позволяют создать часть дома, частично или полностью находящуюся ниже уровня внешней засыпки, и применяемую, например, в качестве гаража.

Фундаменты с вентилируемым подполом включают стены, позволяющие создать под полом пространство, пригодное, например, для складирования материалов. При этом низ подпола может быть как выше, так и ниже планировочной отметки.

Плиты на грунте обычно выполняются из бетона. Они воспринимают нагрузки от дома, и, в свою очередь, передают их непосредственно на грунт или специальные опоры. Монолитные плиты с утолщением, расположенные прямо на грунте, используются в районах с теплым климатом при небольшой глубине промерзания, но они могут также применяться в более холодных районах при наличии достаточной защиты от промерзания.

Фундаменты свайного типа могут устраиваться для передачи нагрузок на нижележащие слои грунта с более высокой несущей способностью, для предотвращения подмыва фундаментов потоками воды с высокими скоростями, а также для подъема дома выше уровня воды при наводнениях. Сваи также используются для изоляции дома от действия расширяющихся грунтов.

Фундаменты на отдельных опорах (столбах и пилястрах) часто более экономичны по сравнению с фундаментами с вентилируемым подполом. Для увеличения жесткости фундаментов в промежутках между опорами могут устраиваться стены (например, из кирпича).

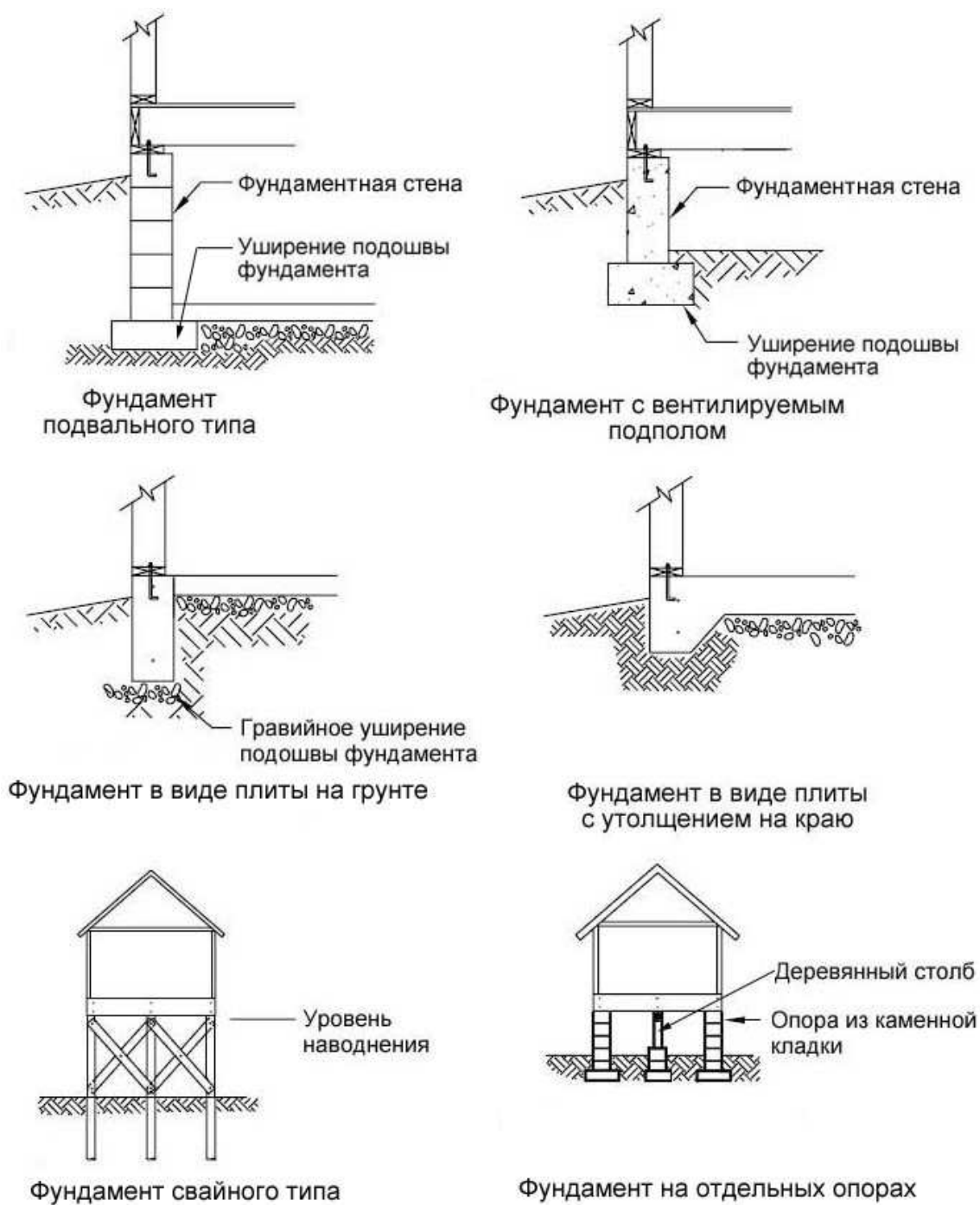


Рис. 3.1. Конструктивные схемы фундаментов

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Ниже кратко описываются процедуры проектирования фундаментов жилых домов по нормам США, и приводится дополнительная информация относительно:

- материалов фундаментов и их свойств;
- допустимых нагрузок на грунт и размеров зоны опирания;
- конструкций бетонных или гравийных уширений подошв фундаментов;
- монолитных и сборных фундаментных стен;
- защищенных от гниения деревянных фундаментных стен;
- изолированных бетонных фундаментов;
- бетонных плит на грунте;
- свайных фундаментов;
- защиты от промерзания и др.

Расчетные процедуры для бетонных конструкций, применяемые в США, основаны на положениях норм ACI 318-05/318R-05. Расчетные процедуры для каменных конструкций используют положения метода проектирования по допускаемым напряжениям, приведенные в нормах ACI 530/530.1-05. Расчетные процедуры для связей между фундаментами и деревянными стенами рассмотрены в главе 5.

В данном издании предлагается использовать сочетания нагрузок, приведенные в главе 2 (см. табл. 2.1), а не рекомендованные нормами ACI 318-05/318R-05 и ACI 530/530.1-05. Это связано с тем, что при проектировании фундаментов необходимо обеспечивать разумные запасы прочности, совместимые с требованиями для других критически важных с точки зрения конструктивной безопасности элементов домов.

3.2. Свойства монолитного железобетона

При проектировании конструкций жилых домов из железобетона необходимо учитывать особенности работы бетона и арматуры, а также уметь оценивать его конструктивные свойства в зависимости от состава бетона. Ниже приводятся краткие сведения о свойствах монолитного железобетона.

Бетон. Прочность на сжатие f'_c бетона, используемого в жилищном строительстве США, обычно находится в пределах 17 – 21 МПа. В районах с неблагоприятными климатическими условиями может применяться бетон с прочностью $f'_c = 24$ МПа. Прочность бетона на сжатие должна быть подтверждена испытаниями в соответствии с требованиями стандарта ASTM C39/C39M-05. С учетом того, что прочность бетона на сжатие увеличивается со временем с уменьшающейся скоростью, под прочностью бетона обычно понимается прочность, достигнутая после 28 дней твердения. К этому времени при нормальных условиях твердения бетон достигает до 85% от полной прочности на сжатие.

Бетон представляет собой смесь цемента, воды, песка и гравия (или щебня). Иногда в эту смесь добавляется одна или несколько добавок, изменяющих такие характеристики бетона, как подвижность, пластичность и др. Пропорции составляющих бетонной смеси определяют прочность бетона на сжатие, его морозостойкость, водопроницаемость и плотность.

Тип цемента. При выборе цемента в США учитываются местные условия и методы производства работ. В соответствии с нормами ASTM C150-05 используется цемент нескольких типов. Фундаменты жилых домов обычно возводятся из цемента типа I, который являет-

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

ся портландцементом общего назначения, используемым в подавляющем большинстве случаев. Для повышения сопротивляемости бетона действию сульфатов, снижающих долговечность бетона в грунте, могут применяться специальные типы цемента.

Удельный вес бетона зависит от веса составляющих, используемых при изготовлении бетона. Удельный вес обычного (не армированного) бетона, применяемого для фундаментов жилых домов, располагается в пределах 2300 – 2500 кг/м³.

Подвижность бетона характеризует консистенцию бетона. Подвижность обычно измеряется в соответствии с положениями стандарта ASTM C143/C143M-05a путем помещения стандартного металлического конуса высотой 30 см с бетоном на ровную поверхность, и затем удаления этого конуса. Последующая осадка бетонного конуса характеризует подвижность бетона.

Бетон для фундаментов, плит и стен жилых домов должен иметь осадку конуса не более 10 – 15 см. При повышении подвижности возникает сегрегация бетона, приводящая впоследствии к трещинообразованию и расслаиванию. Поэтому бетон с подвижностью более 15 см в конструкциях жилых домов в США применять не рекомендуется.

Добавки. Под ними понимаются материалы, добавляемые к бетону для улучшения его удобоукладываемости и долговечности, а также для задержания или ускорения его твердения. К ним относятся:

- добавки-водопреобразователи, улучшающие удобоукладываемость бетона без снижения его прочности;
- добавки-замедлители, используемые при жаркой погоде для увеличения времени твердения бетона. Они могут также уменьшить прочность бетона;
- добавки-ускорители, уменьшающие время твердения бетона. Эти добавки могут также увеличить прочность бетона;
- воздухововлекающие добавки, используемые для бетона, который будет подвержен замораживанию-оттаиванию с вымывом солей после таяния льда. После их применения требуется меньше воды, и сегрегация бетона уменьшается.

Арматура. Бетон имеет высокую прочность на сжатие, но плохо работает на растяжение. Поэтому в бетон часто помещается арматура, обеспечивающая дополнительную прочность на растяжение. При превышении несущей способности бетона, действующие растягивающие нагрузки начинает воспринимать арматура.

В США в соответствии со стандартом ASTM A615/A615M-06a армирование железобетонных конструкций выполняется из арматуры классов 40, 60 и 75. Номер класса отражает минимальную прочность стали на растяжение f_y (в системе СИ класс 40 соответствует прочности стали 275 МПа, класс 60 – соответствует 415 МПа, класс 75 – 515 МПа). В жилищном строительстве обычно используется арматура класса 60. При применении армирования подвижность бетона должна регулироваться путем добавления соответствующего количества воды так, чтобы бетонная смесь могла свободно проникать сквозь арматуру. С этой точки зрения при проектировании следует избегать слишком частого шага арматуры.

Обычно в жилищном строительстве США применяется арматура профилей №№ 10, 13 и 16, которые соответствуют диаметрам стержней 9,5 мм, 12,7 мм и 15,9 мм, соответственно. Арматура этих профилей может легко обрабатываться на рабочем месте с использованием переносных сгибающих и обрезających устройств. В табл. 3.1 приведены некоторые дополнительные сведения о профилях, весах, диаметрах, площадях поперечных сечений и периметрах арматуры, используемой при изготовлении железобетонных элементов.

Таблица 3.1

Профили, диаметры и площади поперечных сечений арматуры

Профиль арматуры	Номинальный вес, <i>кг/п.м.</i>	Номинальный диаметр, <i>мм</i>	Площадь сечения, <i>мм²</i>	Периметр, <i>мм</i>
№ 10	0,560	9,5	71	29,8
№ 13	0,994	12,7	129	39,9
№ 16	1,552	15,9	199	50,0
№ 19	2,235	19,1	284	60,0
№ 22	3,042	22,2	387	69,7
№ 25	3,973	25,4	510	79,8

3.3. Характеристики сборных бетонных блоков

Стены фундаментов каркасных жилых домов в США часто выполняются из сборных блоков высотой 19 см при длине 40 см с зазором 1 см на заполнение раствором. При изготовлении таких блоков формуется и отверждается бетон с низкой подвижностью в виде смеси портландцемента, инертных заполнителей и воды. Иногда в такой бетон добавляются добавки. Прочность блоков на сжатие f_m' принимается в пределах 10 – 20 МПа. Типовой для блоков, используемых в жилищном строительстве, является прочность $f_m' = 13$ МПа.

Классы блоков. В соответствии со стандартом ASTM C90-06a сборные бетонные блоки в зависимости от характера использования подразделяются на ряд классов. Стены фундаментов жилых домов могут выполняться из блоков:

- нормального класса – используются под внутренними стенами, а также под внешними стенами в зонах выше или ниже уровня грунта там, где исключается воздействие грунтовых вод;
- среднего класса – используются под внешними стенами в зонах выше уровня грунта с защитными покрытиями и для стен, не подвергнутых воздействию атмосферных осадков.

Типы блоков. Бетонные блоки в соответствии со стандартом ASTM C90-06a делятся на блоки типов I или II. К типу I относятся блоки с контролируемой влажностью, и они обычно применяются там, где потеря воды может привести к чрезмерному трещинообразованию. Блоки типа II применяются во всех других случаях. Стены фундаментов рассматриваемых жилых домов обычно строятся из блоков типа II.

Удельный вес. Бетонные блоки могут иметь различные удельные веса в зависимости от плотности заполнителей. Выделяются блоки с малой, средней и нормальной плотностью, соответствующей удельным весам < 1680 кг/м³, $1680 - 2000$ кг/м³ и > 2000 кг/м³. Стены фундаментов жилых домов в США возводятся из блоков с малой и средней плотностью из-за пониженных требований к прочности на сжатие. Такие блоки более пористые, и они должны соответствующим образом защищаться от грунтовых вод. Стены подвалов фундаментов из сборных блоков покрываются цементной штукатуркой, а соприкасающиеся с грунтом части фундаментов – битумными покрытиями с помощью кистей или аэрозолей. Для фундаментов из монолитного бетона штукатурное покрытие необязательно.

Пустотелость или сплошность. Бетонные блоки в соответствии со стандартом ASTM C90-06a подразделяются на пустотелые и сплошные блоки. В пустотелых блоках площадь чистого бетона в поперечном сечении может составлять менее 75 %, а в сплошных блоках – 75 % или более.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Строительный раствор используется для связи кладки из бетонных блоков, а также для воспрепятствования проникновения влаги и воздуха сквозь кладку. Типовой является такая перевязка блоков, при которой вертикальный стык между блоками смещается на половину размера блока от одного курса до другого. Строительный раствор состоит из цемента, извести, чистого просеянного песка и воды, и в соответствии со стандартом ASTM C270-06 подразделяется на типы *M*, *S*, *N* и *O*. Стены фундаментов жилых домов обычно возводятся на растворе типа *M* или *S*, причем этот раствор применяется как для внешних, так и внутренних стен (включая зоны как выше и ниже поверхности грунта).

Жидкий раствор состоит из цемента, песка и воды, и он используется для заполнения полостей бетонных блоков с целью повышения прочности стен. В армированных кладках жидким раствором обычно заполняются только армированные полости. В результате жидкий раствор связывает блоки и арматуру кладок так, что они могут сопротивляться приложенным нагрузкам как единое целое.

3.4. Несущая способность грунта и ширина опирания

При проектировании малоэтажных жилых домов в США несущую способность грунта допускается принимать по нормам ICC IBC-2009 (табл. 3.2).

Таблица 3.2

Несущая способность грунтов

Грунт	Допускаемые напряжения под подошвой, kPa	Несущая способность на сдвиг, kPa
Глина, суглинок	70	15
Песок, супесь, глина с гравием и гравий с глиной	95	25
Гравий и гравий с песком	145	30
Осадочные скальные породы	190	65
Кристаллические скальные породы	575	185

Более точно несущую способность грунта в США рекомендуется определить по методу динамического зондирования (метод SPT по ASTM D1586-99). В соответствии с этим методом проводятся испытания грунтов с помощью конусного устройства (пенетromетра) длиной 5 см, погружаемого в грунт падающим с высоты 75 см молотом весом 0,2 кН. При этом регистрируется число ударов молота, приводящих к проникновению пенетromетра на 0,3 м. Эти значения примерно коррелируются с несущей способностью грунта (табл. 3.3).

Таблица 3.3

Несущая способность грунта, кПа, по данным испытаний по методу SPT

Количество ударов in situ N^1		Рыхлый грунт ² (5 – 10 ударов)	Прочный грунт (10 – 25 ударов)	Сплошной грунт (25 – 50 ударов)
Несвязный грунт	Гравий	190 (10)	385 (25)	525 (50)
	Песок	120 (6)	240 (20)	290 (35)
	Мелкозернистый песок	50 (5)	145 (12)	240 (30)
Количество ударов in situ N^1		Мягкий грунт ³ (3 – 5 ударов)	Средний грунт (приблизительно 10 ударов)	Жесткий грунт (> 20 ударов)
Связный грунт	Глина с гравием	95 (3)	240 (10)	385 (20)
	Суглинок	50 (4)	145 (8)	290 (20)
	Глина	25 (5)	95 (10)	190 (25)

Примечания:

¹ N – стандартное количество ударов при погружении пенетрометра на 0,3 м в соответствии с ASTM D1586-99 (показано в круглых скобках).

² При 5 ударах и менее необходимо предусматривать уплотнение грунта.

³ При 5 ударах и менее необходимо устраивать свайные или ленточные фундаменты.

Относительно высокая стоимость испытаний по методу SPT ограничивает его применение в жилищном строительстве. Однако метод SPT позволяет получить достаточно точную информацию о свойствах глубоко расположенных слоев грунта.

Необходимая ширина или площадь опирания фундамента определяются путем деления приложенной нагрузки на несущую способность грунта по табл. 3.2 (или табл. 3.3):

$$\text{Ширина ленточного фундамента} = \frac{\text{Нагрузка, кН/м}}{\text{Несущая способность грунта, кПа}} ;$$

$$\text{Площадь отдельного фундамента} = \frac{\text{Нагрузка, кН}}{\text{Несущая способность грунта, кПа}} .$$

Нагрузки на фундаменты домов определяются в соответствии с рекомендациями главы 2.

3.5. Уширения подошвы фундаментов

Уширения подошвы фундаментов устраиваются с целью:

- создания ровной поверхности для опирания стен фундаментов;
- равномерного распределения и передачи нагрузок на грунт основания;
- достижения прочности фундаментов, предотвращающей неравномерную осадку дома при слабых грунтах;

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

- помещения низа фундаментов на глубину, позволяющую избежать промерзания или оттаивания, ослабляющих восприимчивые к промерзанию грунты основания, а также исключить опирание на грунты органического происхождения;
- закрепления или повышения веса фундаментов (при необходимости) для сопротивления вертикальным и опрокидывающим нагрузкам, возникающим при сильном ветре или землетрясении.

Ниже представлены применяемые в США методы проектирования щебеночных подушек и уширений подошв бетонных фундаментов. Сначала по рекомендациям пункта 3.4 устанавливается требуемая ширина (площадь) опирания фундамента. При однородных прочных грунтах уширения подошв фундаментов могут не выполняться. Размеры подошв фундаментов в обычных условиях принимаются по нормативным таблицам (например, из норм ИСС ИВС-2009). При этом отдельного рассмотрения требуют следующие специальные условия:

- крутонаклонные участки, требующие ступенчатых опор;
- сильные ветры;
- наводнения;
- высокий риск сейсмических событий;
- недостаточно прочные грунты основания.

Щебеночные подушки и подошвы бетонных фундаментов. Уже отмечалось, что строительные нормы США содержат таблицы, по которым можно определить минимальную ширину подошвы бетонных фундаментов (см., например, нормы ИСС ИВС-2009). Ширина подошвы может быть определена также расчетным путем с учетом действующих нагрузок и несущей способности грунта основания.

При определении ширины подошвы бетонных фундаментов жилых домов в США рекомендуется применять следующие общие эмпирические правила:

- ширина подошвы должна быть не менее 15 см;
- подошва должна включать консоли протяженностью не менее 5 см с обеих сторон стены (чтобы учесть минимальные строительные допуски), но при этом ее горизонтальный размер не должен быть больше толщины уширения фундамента.

Ширина подошвы фундаментов зависит также от размеров стандартного оборудования для выемки грунта. Как правило, горизонтальный поперечный размер ковша экскаватора составляет 30, 40 или 60 см.

Армирование подошв фундаментов жилых домов обычно не требуется, но в некоторых случаях может назначаться конструктивное армирование из одного или двух стержней профиля № 4. В ситуациях, когда рекомендации нормативных таблиц или приведенные эмпирические правила не могут быть применены, следует выполнять более детальное проектирование фундаментов.

Щебеночные подушки используются для распределения нагрузок от фундаментов на большую поверхность. Они также обеспечивает непрерывный путь для грунтовых вод, и, таким образом, должны проектироваться с учетом требований строительных норм к дренажу. Такие подушки обычно выполняются из щебня или гравия, уплотняемого путем штамповки или вибрированием. Подушки из мелкого щебня в естественном состоянии не требуют уплот-

нения. Щебеночные подушки обычно устраиваются под деревянными фундаментами, но они могут также воспринимать значительные нагрузки от монолитных или сборных стен бетонных фундаментов.

Размеры щебеночных подушек обычно определяется с учетом распределения нагрузок между плоскостями под углом $30 - 45^\circ$. Ширина и толщина щебеночных подушек зависит от ширины стен фундамента, нагрузок на фундамент и характеристик подстилающего грунта. При назначении толщины щебеночной подушки учитывается глубина промерзания. При необходимости должен выполняться дренаж подстилающих грунтов.

Бетонные и железобетонные уширения подошвы фундаментов в США проектируются с учетом сопротивления действующему снизу вверх отпору грунта под подошвой, приводящему к изгибу консолей уширений вверх. В соответствии с нормами ACI 318-05/318R-05 при проектировании уширений подошв должны рассматриваться три возможных способа отказа – одностороннее и двухстороннее продавливание, а также изгиб. Потеря несущей способности грунта при обычных нагрузках на жилые дома встречается крайне редко.

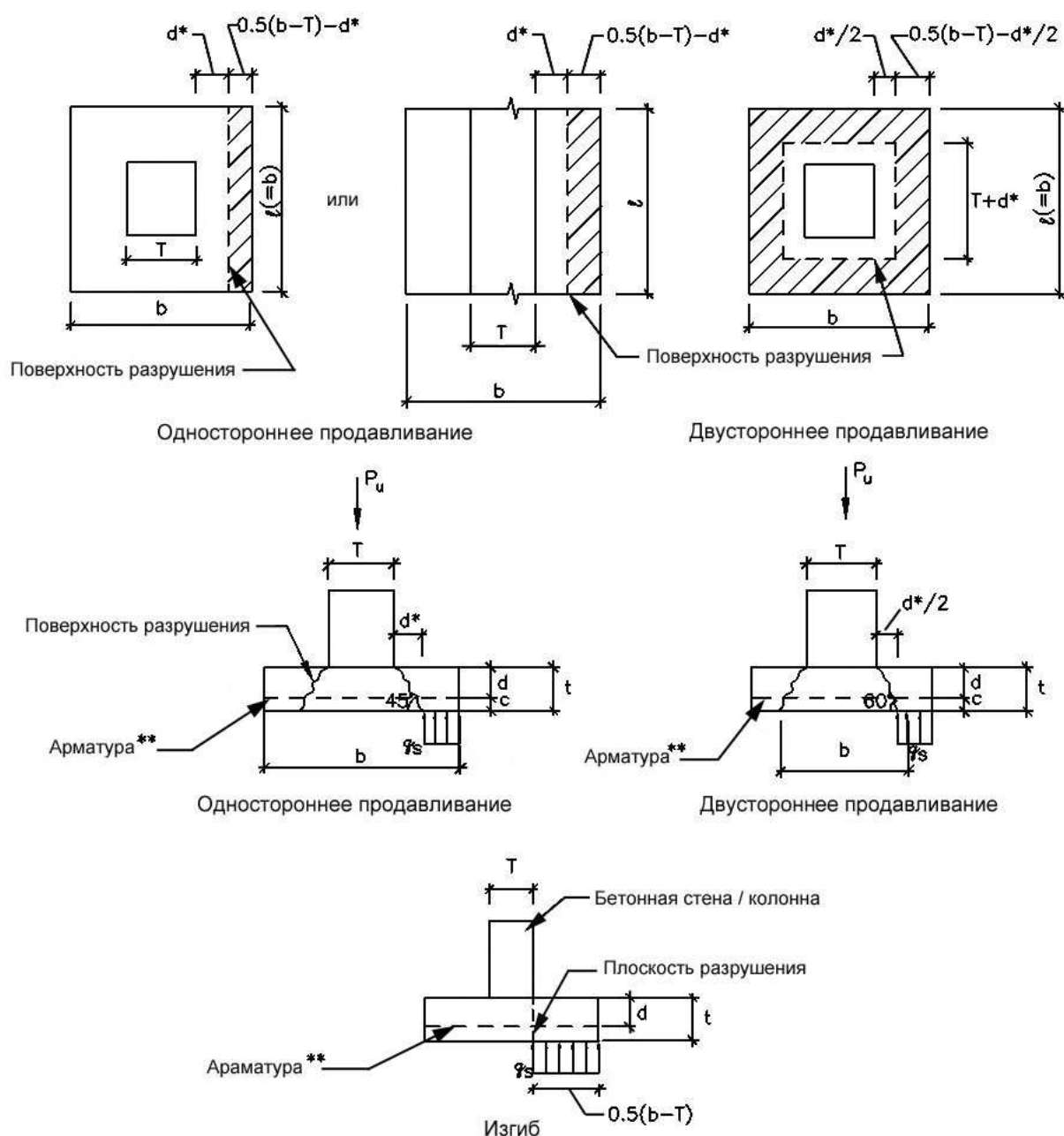
Ниже приведены рекомендации норм ACI 318-05/318R-05 по проверке указанных трех способов отказа для подошв из бетона и железобетона. Грунт основания считается однородным. Оси стен и колонн должны располагаться по оси фундаментов.

Одностороннее продавливание. При рассмотрении разрушения фундамента по схеме одностороннего продавливания принимается, что плоскость разрушения проходит под углом около 45° к поверхности стены (рис. 3.2). Считается, что давление грунта на расстоянии t от края стены до края опоры оказывает незначительное влияние на диагональные напряжения сдвига (для железобетонных уширений учитывается расстояние d , см. рис. 3.2). Одностороннее продавливание проверяется в предположении, что разрушение происходит по всей ширине опоры.

Двухстороннее продавливание. Принимается, что при двухстороннем продавливании плоскости разрушения проходят под углом около 30° к поверхностям опоры (рис. 3.2). Обычно проверяются только прямоугольные подошвы, передающие большие сосредоточенные нагрузки на относительно малые площади опирания. Считается, что давление грунта оказывает незначительное влияние на диагональные сдвиговые напряжения на расстоянии $t/2$ от опоры до края подошвы (у железобетонных подошв учитывается расстояние $d/2$, рис. 3.2). Таким образом, продавливающая нагрузка находится путем суммирования действующих вверх давлений за пределами зоны продавливания (заштрихованная область на рис. 3.2). Для квадратной или прямоугольной подошв проверяются критические сечения вокруг опоры.

Изгиб. Поверхность изгиба подошвы под стеной или опорой принимается проходящей по продолжению плоскости стены или опоры. Проверка изгиба бетонной подошвы осуществляется на момент от давления грунта, приложенного к площади консоли в границах между поверхностью изгиба и краем опоры (заштрихованные области на рис. 3.2).

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование



- Примечания: * Для неармированных бетонных подошв вместо размера d используется размер t
 ** Армирование подошв фундаментов жилых зданий обычно не требуется, но в некоторых случаях может назначаться конструктивное армирование из одного или двух стержней № 4

Рис. 3.2. Расчетные схемы бетонных и железобетонных уширений подошв фундаментов

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Расчетные процедуры для бетонных подошв фундаментов. Ниже приводятся расчетные формулы из норм ACI 318-05/318R-05 для проектирования бетонных подошв под протяженными стенами или квадратными колоннами (геометрические размеры – см. рис. 3.2). Эти формулы могут быть преобразованы к другим условиям (например, для круговых подошв).

Прочность на одностороннее продавливание проверяется по условию:

$$\phi V_c \geq V_u, \quad (3.1)$$

где V_u – нагрузка от давления грунта,

$$V_u = q_s [0,5(b-T) - t] l; \quad (3.2)$$

q_s – равномерно распределенное давление грунта, вызванное нагрузкой P_u на фундамент,

$$q_s = \frac{P_u}{bl}; \quad (3.3)$$

ϕV_c – несущая способность подошвы фундамента на продавливание,

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{9} \sqrt{f'_c} t l; \quad (3.4)$$

$\phi = 0,65$ – коэффициент сопротивления бетона при продавливании.

Прочность на двухстороннее продавливание также проверяется по формуле (3.1), но при этом:

$$V_u = q_s [bl - (T+t)^2]; \quad (3.5)$$

$$q_s = \frac{P_u}{bl}; \quad (3.6)$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_0 t; \quad (3.7)$$

$$b_0 = 4(T+t); \quad (3.8)$$
$$\phi = 0,65.$$

Прочность на изгиб бетонных подошв фундаментов под стенами или квадратными колоннами (геометрические размеры – см. рис. 3.2) проверяется по следующим формулам:

$$\phi M_n \geq M_u, \quad (3.9)$$

где M_u – момент от давления грунта на консольную часть подошвы,

$$M_u = \frac{1}{8} q_s (b-T)^2; \quad (3.10)$$

q_s – равномерно распределенное давление грунта от нагрузки P_u на фундамент,

$$q_s = \frac{P_u}{bl}; \quad (3.11)$$

ϕM_n – несущая способность подошвы фундамента на изгиб,

$$\phi M_n = \phi \frac{5}{12} \sqrt{f'_c} S; \quad (3.12)$$

S – момент сопротивления сечения балки,

$$S = \frac{1}{6} l t^2 ; \quad (3.13)$$

$\phi = 0,65$ – коэффициент сопротивления бетона при изгибе.

Расчетные процедуры для железобетонных подошв фундаментов под протяженными стенами или квадратными колоннами принимаются по нормам ACI 318-05/318R-05 (геометрические размеры – см. рис. 3.2).

Прочность на одностороннее продавливание проверяется по условию (3.1), однако формулы для составляющих этого условия имеют вид:

$$V_u = 0,5 q_s [(b - T) - t] l ; \quad (3.14)$$

$$q_s = \frac{P_u}{bl} ; \quad (3.15)$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} l d ; \quad (3.16)$$

$$d = t - c - 0,5 d_b ; \quad (3.17)$$
$$\phi = 0,85 .$$

Прочность на двухстороннее продавливание также проверяется по условию (3.1), но при этом:

$$V_u = \frac{P_u}{bl} [bl - (T + d)^2] ; \quad (3.18)$$

$$\phi V_c = \phi \frac{6}{3} \sqrt{f_c'} b_0 d ; \quad (3.19)$$

$$b_0 = 4(T + d) ; \quad (3.20)$$

$$\phi = 0,85 . \quad (3.21)$$

Прочность на изгиб железобетонных подошв фундаментов под стены или квадратные колонны (геометрические размеры – см. рис. 3.2) проверяется по формуле (3.9), но при этом:

$$M_u = \frac{1}{8} q_s l (b - T)^2 ; \quad (3.22)$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) ; \quad (3.23)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' l} ; \quad (3.24)$$

$$\phi = 0,9 . \quad (3.25)$$

Нормы ACI 318-05/318R-05 предписывают определять площадь минимального армирования фундаментов по следующим формулам:

$$A_{s,min} = \rho_{min} l d ; \quad (3.26)$$

$$\text{где } \rho_{min} = \frac{200}{f_y} \text{ или } 0,0018. \quad (3.27)$$

Армирование подошв фундаментов жилых домов в США обычно выполняется из одного или двух стержней арматуры профиля № 4. Оно необходимо при слабых грунтах основания или при устройстве непрерывных ступенчатых подошв на наклонных участках, или при других условиях, приводящих к изменению глубины заложения фундаментов.

Стержни арматуры должны укладываться внахлестку. В соответствии с нормами ACI 318-05/318R-05 минимальная длина нахлестки должна составлять 40 диаметров стержней.

Кроме того, расстояния между осями стержней арматуры не должны превышать 8 диаметров арматуры или 15 см (принимается меньшее значение). По нормам ACI 318-05/318R-05 толщина защитного слоя бетона на границе с грунтом должен составлять минимум 8 см. Толщина защитного слоя в других случаях должна быть не менее 5 см.

3.6. Фундаментные стены

Стены фундаментов устраиваются с целью:

- передать нагрузки от дома на подошвы фундаментов или непосредственно на грунты основания;
- обеспечить жесткость фундамента и, при необходимости, предотвратить неравномерные осадки;
- создать требуемое сопротивление сдвигающим и изгибающим нагрузкам, вызванным боковым давлением грунта;
- обеспечить закрепление наземных частей домов под воздействием ветровых или сейсмических нагрузок;
- создать влагонепроницаемые барьеры в пригодных для постоянного пребывания людей подвальных помещениях;
- изолировать водопроницаемые строительные материалы от грунта.

Иногда монолитные или сборные фундаментные стены армируются для предотвращения трещинообразования. Уже отмечалось, что строительные нормы США требуют минимального армирования бетонных монолитных фундаментов. Тем не менее, часто фундаментные стены жилых домов возводятся из не армированного монолитного бетона, кладки сборных бетонных блоков и обработанной консервантом древесины. Ниже вопросы армирования рассматриваются более подробно.

В большинстве случаев проектирование монолитных или сборных фундаментных стен выполняется по соответствующим таблицам, как, например, в строительных нормах ИСС IBC-2006. Иногда проектирование бетонных и железобетонных фундаментных стен на основе разумных технических оценок приводит к более экономичным решениям.

Монолитные бетонные стены фундаментов жилых домов в США обычно имеют толщину 15, 20 или 25 см. Прочность бетона на сжатие принимается равной $f'_c = 17 - 21 \text{ МПа}$. Армирование выполняется из стержней арматуры с прочностью на растяжение $f_y = 415 \text{ МПа}$ (класс 60 по классификации ASTM).

В результате действия на дом горизонтальных нагрузок, вызванных ветром, землетрясением или боковым давлением грунта, в стенах фундаментов возникают сдвиговые напряжения. Горизонтальные нагрузки могут действовать как нормально, так и параллельно поверхности стен. Таким образом, при проектировании стен фундаментов необходимо рассматривать поперечный и продольный сдвиг (из плоскости и в плоскости стены).

Ниже приводятся расчетные формулы по нормам США для случаев поперечного и продольного сдвига (рис. 3.3). При продольном сдвиге не рассматриваются опрокидывание и изгиб в направлении, параллельном плоскости стен.

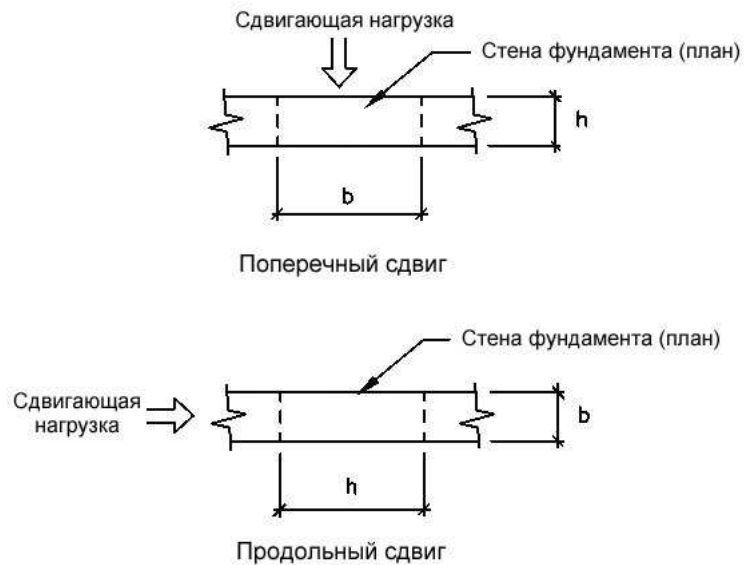


Рис. 3.3. Схемы к расчету бетонных фундаментных стен на сдвиг

Прочность на поперечный и продольный сдвиг в соответствии с нормами ACI 318-05/318R-05 должна проверяться по условию (геометрические размеры – см. рис. 3.3):

$$V_u \leq \phi V_n, \quad (3.28)$$

где V_u – сдвигающая нагрузка;

ϕV_n – несущая способность стены на сдвиг,

$$\phi V_n = \phi \frac{1}{9} \sqrt{f_c'} b d; \quad (4.29)$$

$\phi = 0,65$ – коэффициент сопротивления бетона при сдвиге.

Далее приводятся расчетные формулы, позволяющие определить несущую способность фундаментных стен при совместном действии осевых нагрузок и изгибающих моментов. При таком нагружении сжимающие и растягивающие напряжения не должны превышать несущей способности бетона.

Несущая способность на изгиб со сжатием (растяжением) бетонных фундаментных стен в соответствии с нормами ACI 318-05/318R-05 проверяется по условиям:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1 \quad (\text{при сжатии}); \quad (3.30)$$

$$\frac{M_u}{S} - \frac{P_u}{A_g} \leq 5 \phi \sqrt{f_c'} \quad (\text{при растяжении}), \quad (3.31)$$

где M_u – изгибающий момент в стене, P_u – сжимающая (растягивающая) нагрузка на стену, соответствующая изгибающему моменту, и при этом:

M_n – несущая способность стены при изгибе,

$$M_n = 0,85 f_c' S; \quad (3.32)$$

P_n – несущая способность стены при сжатии,

$$P_n = 0,6 f_c' \left[1 - \left(\frac{l_c}{32h} \right)^2 \right] A_g ; \quad (3.33)$$

$\phi = 0,65$ – коэффициент сопротивления бетона при сдвиге.

Кроме того, в формулах (3.30 – 3.33) обозначено:

S – момент сопротивления рассматриваемого сечения,

$$S = \frac{1}{6} b h^2 ; \quad (3.34)$$

A_g – площадь рассматриваемого сечения,

$$A_g = b h . \quad (3.35)$$

Для предотвращения трещинообразования устраивается минимальное армирование бетона. Стены, не способные противостоять совместному действию осевой нагрузки и изгибающего момента, следует усиливать путем увеличения их толщины или повышения прочности бетона на сжатие. Эти стены могут также армироваться. Стены с достаточной прочностью на изгиб со сжатием (растяжением) дополнительно должны проверяться по деформациям, но такие проверки для типовых фундаментных стен жилых домов обычно не являются определяющими.

Железобетонные фундаментные стены жилых домов в США рассчитываются в соответствии с требованиями норм ACI 318-05/318R-05 на поперечный и продольный сдвиги (см. рис. 3.3), а также на совместное действие осевых нагрузок и изгибающих моментов. Стены фундаментов обычно воспринимают вертикальные нагрузки от веса конструкций и горизонтальные нагрузки от засыпки грунта. Шаг арматурных стержней рекомендуется принимать равным 30 – 60 см, но иногда достаточным является шаг 120 см.

Прочность на поперечный и продольный сдвиг в соответствии с нормами ACI 318-05/318R-05 проверяется по следующим формулам:

$$V_u \leq \phi V_n , \quad (3.36)$$

где V_u – сдвигающая нагрузка, V_n – несущая способность стены на сдвиг,

$$V_n = V_c + V_s ; \quad (3.37)$$

$$V_c = 2 \sqrt{f_c'} b_w d ; \quad (3.38)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \leq 8 \sqrt{f_c'} b_w d \text{ при } V_u > \phi V_c ; \quad (3.39)$$

$\phi = 0,85$ – коэффициент сопротивления бетона при сдвиге.

Несущая способность на изгиб со сжатием (растяжением) железобетонных стен фундаментов в соответствии с нормами ACI 318-05/318R-05 проверяется по условиям:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1 \text{ – при сжатии;} \quad (3.40)$$

$$\frac{M_u}{S} - \frac{P_u}{A_g} \leq 5 \phi \sqrt{f_c'} \text{ – при растяжении;} \quad (3.41)$$

где M_u – изгибающий момент в стене; P_u – сжимающая (растягивающая) нагрузка на стену,

соответствующая изгибающему моменту; M_n – несущая способность стены на изгиб,

$$M_n = 0,85 f_c' S ; \quad (3.42)$$

P_n – несущая способность стены на сжатие,

$$P_n = 0,6 f_c' \left[1 - \left(\frac{l_c}{32h} \right)^2 \right] A_g . \quad (3.43)$$

При проверке трещиностойкости железобетонных стен учитывается трение при сдвиге, которое вызывается сопротивлением частей бетона с обеих сторон трещины, а также сопротивление арматуры, пересекающей трещину.

Несущая способность на сдвиг с учетом трения железобетонных фундаментных стен в соответствии с нормами ACI 318-05/318R-05 должна проверяться по условию (3.36), но при этом:

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \leq 0,2 f_c' A_c \text{ или } \leq 800 A_c ; \quad (3.44)$$

$$A_c = b_w h ; \quad (3.45)$$

$$\phi = 0,85 , \quad (3.46)$$

а остальные обозначения прежние.

Перемычки в фундаментных стенах. Проемы в фундаментных стенах перекрываются стальными, монолитными или сборными железобетонными, каменными или армокаменными перемычками. Ниже рассматриваются вопросы проектирования монолитных железобетонных перемычек по нормам США. Такие перемычки работают как одно пролетные балки. При этом необходимо обеспечивать достаточную анкеровку верхних и нижних стержней арматуры с каждой стороны проема. Наличие заделок уменьшает максимальный изгибающий момент в перемычке, что позволяет увеличить пролет проема.

Для повышения несущей способности на изгиб должны увеличиваться размеры сечения перемычки или усиливаться армирование. На практике ширина перемычки ограничена толщиной стены. Кроме того, высота перемычки часто ограничивается высотой перекрытия пола и вертикальными размерами проема. Поэтому во многих случаях самым практичным и экономичным решением является увеличение количества или диаметра арматурных стержней. На рис. 3.4 показаны поперечные сечения железобетонных перемычек.

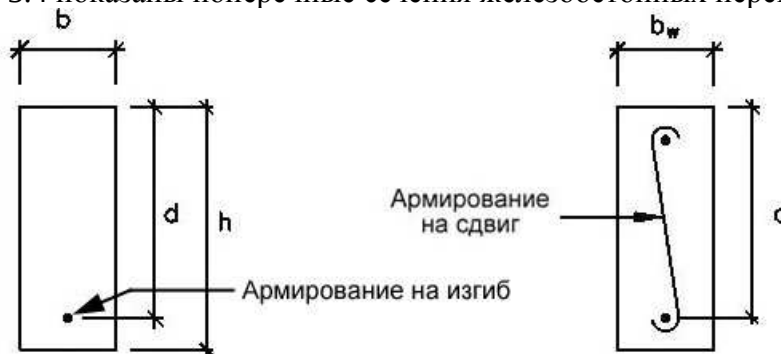


Рис. 3.4. Поперечные сечения железобетонных перемычек

Прочность на изгиб. Для определения прочности железобетонных перемычек на изгиб в соответствии с нормами ACI 318-05/318R-05 используются следующие формулы (геометрические размеры – см. рис. 3.4):

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$M_u \leq \phi M_n, \quad (3.47)$$

где M_u – изгибающий момент в перемычке пролетом l ,

$$M_u = \frac{wl^2}{12} \quad \text{– при заделке перемычек в стене,} \quad (3.48)$$

$$M_u = \frac{wl^2}{8} \quad \text{– при свободном опирании перемычек;} \quad (3.49)$$

ϕM_n – несущая способность перемычки на изгиб,

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right); \quad (3.50)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b}; \quad (3.51)$$

$\phi = 0,9$ – коэффициент сопротивления бетона при изгибе.

Прочность на сдвиг. Железобетонные перемычки в соответствии с нормами ACI 318-05/318R-05 проектируются на сдвиг с учетом действующих нагрузок по следующим формулам (геометрические размеры – см. рис. 3.4):

$$V_u \leq \phi V_n; \quad (3.52)$$

где V_u – сдвигающая нагрузка на перемычку; ϕV_n – несущая способность перемычки на сдвиг,

$$V_n = V_c + V_s; \quad (3.53)$$

$$V_c = 2\sqrt{f_c'} b_w d; \quad (3.54)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \leq 8\sqrt{f_c'} b_w d \quad \text{при } V_u > \phi V_c; \quad (3.55)$$

$$A_{v,min} = \frac{50 b_w s}{f_y} \quad \text{при } V_u > \frac{\phi V_c}{2}; \quad (3.56)$$

$$s \leq \min\left(\frac{d}{2} \text{ или } 60 \text{ см}\right); \quad (3.57)$$

$$s \leq \min\left(\frac{d}{4} \text{ или } 30 \text{ см}\right) \quad \text{при } V_s > 4\sqrt{f_c'} b_w d; \quad (3.58)$$

$\phi = 0,85$ – коэффициент сопротивления бетона при сдвиге.

Проверка деформаций перемычек. Нормы ACI 318-05/318R-05 определенно не ограничивают деформации перемычек. В данном издании предлагается для временных нагрузок ограничивать деформации отношением $l/240$, где l – пролет перемычки. Расчет деформаций

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

перемычек должен производиться с учетом нормативных нагрузок для сечения с жесткостью $E_c I_e$, где E_c – модуль упругости бетона, I_e – эффективный момент инерции сечения перемычки.

3.7. Кладки сборных бетонных блоков

В жилищном строительстве США широко применяются фундаменты в виде кладок сборных бетонных блоков. В соответствии с нормами ACI 530/530.1-05 фундаментные стены из кладки проектируются по методу допускаемых напряжений с учетом свойств материала блоков, а также характеристик строительного раствора.

Бетонные блоки имеют ширины 20, 25 и 30 см. Прочность бетона на сжатие f_m' находится в пределах 10 – 20 МПа. Прочность бетона стандартных блоков, используемых в жилищном строительстве, обычно принимается равной $f_m' = 13$ МПа.

В соответствии с нормами ACI 530/530.1-05 напряжения в блоках не должны превышать допускаемых напряжений. При проектировании допускается применять эмпирический и расчетный методы проектирования.

Эмпирический метод проектирования стен из кладки может применяться при следующих условиях:

- дом расположен в сейсмобезопасном районе;
- стены имеют свободную высоту, не превышающую 2,4 м;
- длина стен между перпендикулярными стенами или пилястрами составляет максимум 3 высоты стен. Это ограничение не применяется к фундаментам жилых домов;
- сжимающие напряжения не превышают допускаемых значений. Сжимающие напряжения определяются путем деления расчетной нагрузки на площадь поперечного сечения блока;
- высота засыпки не превышает значений приведенных в табл. 3.4;
- грунт засыпки не расширяющийся, и при этом он уплотнен не более чем необходимо для предотвращения чрезмерных осадок;
- блоки кладки уложены на строительном растворе типа M или S;
- обеспечена боковая поддержка фундаментных стен перед обратной засыпкой.

Таблица 3.4

Высота засыпки фундаментных стен из кладки высотой 2,4 м^{1,2}

Толщина стен, см	Максимальная высота засыпки, м		
	Пустотелые блоки	Сплошные блоки	Полностью заполненные раствором пустотелые блоки
20	1,5	1,5	2,1
25	1,8	2,1	2,4
30	2,1	2,1	2,4

Примечания:

¹ Засыпка из грунта с эквивалентной плотностью ЭПЖ = 480 кг/м³.

² Высота засыпки измеряется от верха подвальной плиты до границы планировки.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

По нормам США положения расчетного метода, обоснования формул и расчетные процедуры для кладки подобны таковым для монолитного бетона с учетом того, что в качестве материалов используются сборные бетонные блоки. Допускаемые напряжения при сжатии выражаются в долях от прочности на сжатие f_m' кладки в возрасте 28 дней. Обычно эти доли составляют 0,25 – 0,33. Допускаемые напряжения при изгибе по нормам ACI 530/530.1-05 приведены в табл. 3.5.

Таблица 3.5

Допускаемые напряжения F_a на изгиб для кладки

Элементы кладки	Раствор типа M или S	
	Портландцемент /известь, $\kappa\Pi a$	Цемент и воздухововлекающие добавки, $\kappa\Pi a$
НОРМАЛЬНЫЕ ШВЫ		
– пустотелые блоки	170	100
– сплошные блоки	275	165
– полностью заполненные раствором пустотелые блоки	470	280
ШВЫ С ЛОЖКОВОЙ ПЕРЕВЯЗКОЙ		
– сплошные и пустотелые блоки	550	330
– незаполненные раствором / частично заполненные раствором пустотелые блоки	345	210
– полностью заполненные раствором пустотелые блоки		

Примечание: Для частично заполненной раствором кладки допускаемые напряжения на изгиб могут быть определены путем линейной интерполяции. При этом используются значения для полностью заполненной и незаполненной раствором кладок с учетом количества раствора.

Прочность кладки на сдвиг. В соответствии с нормами ACI 530/530.1-05 кладка рассчитывается на сдвиг по следующим формулам:

$$f_v \leq F_v ; \quad (3.59)$$

где f_v – расчетные напряжения при сдвиге,

$$f_v = \frac{3V}{2A_n} ; \quad (3.60)$$

F_v – допускаемые напряжения при сдвиге,

$$F_v = \min \left(\frac{1}{8} \sqrt{f_m'} ; 830 \kappa\Pi a ; 255 \kappa\Pi a + 0,45 \frac{N_v}{A_n} \right) . \quad (3.61)$$

Здесь N_v – осевая нагрузка, действующая на стену в сечении максимального сдвига, A_n – площадь поперечного сечения кладки.

Прочность на сжатие. В соответствии с нормами ACI 530/530.1-05 кладка рассчитывается на сжимающие нагрузки по формулам:

– для стоек

$$P \leq P_a ; \quad (3.62)$$

где

$$P_a = 0,25 f_c' \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \text{ при } \frac{h}{r} \leq 99 ; \quad (3.63)$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$P_a = (0,25 f_m' A_n + 0,65 A_{st} F_s) \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \text{ при } \frac{h}{r} > 99 ; \quad (3.64)$$

$$P_{a, \max} = F_a A_n ; \quad (3.65)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_n}} ; \quad (3.66)$$

– для стен

$$f_a \leq F_a ; \quad (3.67)$$

где

$$f_a = \frac{P}{A} ; \quad (3.68)$$

$$F_a = 0,25 f_m' \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \text{ при } \frac{h}{r} \leq 99 ; \quad (3.69)$$

$$F_a = 0,25 f_m' \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \text{ при } \frac{h}{r} > 99 ; \quad (3.70)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_n}} \approx \frac{t}{\sqrt{12}} ; \quad (3.71)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I}{h^2} \left(1 - 0,577 \frac{e}{r} \right)^3 ; \quad (3.72)$$

$$P < \frac{1}{4} P_e ; \quad (3.73)$$

$$E_m = 900 F_m' . \quad (3.74)$$

Приведенные формулы учитывают «чистую» площадь поперечного сечения кладки, включая заполненные раствором швы.

Прочность на сжатие с изгибом. В соответствии с нормами ACI 530/530.1-05 кладка рассчитывается на сжатие с изгибом по формулам:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 ; \quad (3.75)$$

где

$$P \leq 0,25 P_c ; \quad (3.76)$$

$$F_a = 0,25 f_m' \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \text{ при } \frac{h}{r} \leq 99 ; \quad (3.77)$$

$$F_a = 0,25 f_m' \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \text{ при } \frac{h}{r} > 99 ; \quad (3.78)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_n}} ; \quad (3.79)$$

$$f_b = \frac{M}{S} ; \quad (3.80)$$

$$F_b = 0,33 f_m' ; \quad (3.81)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I}{h^2} \left(1 - 0,577 \frac{e}{r} \right)^3 ; \quad (3.82)$$

$$E_m = 900 f'_m . \quad (3.83)$$

Если стены не в состоянии противостоять комбинированным сжимающим нагрузкам и изгибающим моментам, то необходимо повышать несущую способность стен путем увеличения толщины и/или повышения прочности кладки на сжатие, а также с помощью армирования.

3.8. Армированные кладки бетонных блоков

При проектировании армированных кладок бетонных блоков по нормам США основные расчетные положения, обоснования формул и проектные процедуры принимаются подобно таковым для железобетонных конструкций, за исключением характеристик материалов. Допускаемые напряжения для армированной кладки выражаются в долях от прочности кладки на сжатие f'_m в возрасте 28 дней. Обычно указанная доля равна 0,25.

Прочность армированной кладки на сдвиг. В соответствии с нормами ACI 530/530.1-05 армированная кладка рассчитывается на сдвиг по следующим формулам (рис. 3.5):

$$f_v \leq F_v ; \quad (3.84)$$

где f_v – расчетные напряжения при сдвиге,

$$f_v = \frac{V}{bd} ; \quad (3.85)$$

F_v – допускаемые напряжения при сдвиге,

$$F_v = \frac{1}{12} \sqrt{f'_m} \leq 345 \text{ кПа} . \quad (3.86)$$

Если действующие напряжения при сдвиге превышают допускаемые, то необходимо повышать прочность кладки путем увеличения толщины, заливки раствором полостей в блоках или армирования стены. В нормах ACI 530/530.1-05 рекомендуется принимать шаг вертикальной арматуры $s = 122 \text{ см}$.

Прочность армированной кладки на сжатие. В соответствии с нормами ACI 530/530.1-05 армированная кладка рассчитывается на сжатие по следующим формулам:

– для стоек

$$P \leq P_a ; \quad (3.87)$$

где

$$P_a = (0,25 f'_m A_n + 0,65 A_{st} F_s) \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \text{ при } \frac{h}{r} \leq 99 ; \quad (3.88)$$

$$P_a = (0,25 f'_m A_n + 0,65 A_{st} F_s) \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \text{ при } \frac{h}{r} > 99 ; \quad (3.89)$$

$$P_{a, \max} = F_a A_n ; \quad (3.90)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_e}} ; \quad (3.91)$$

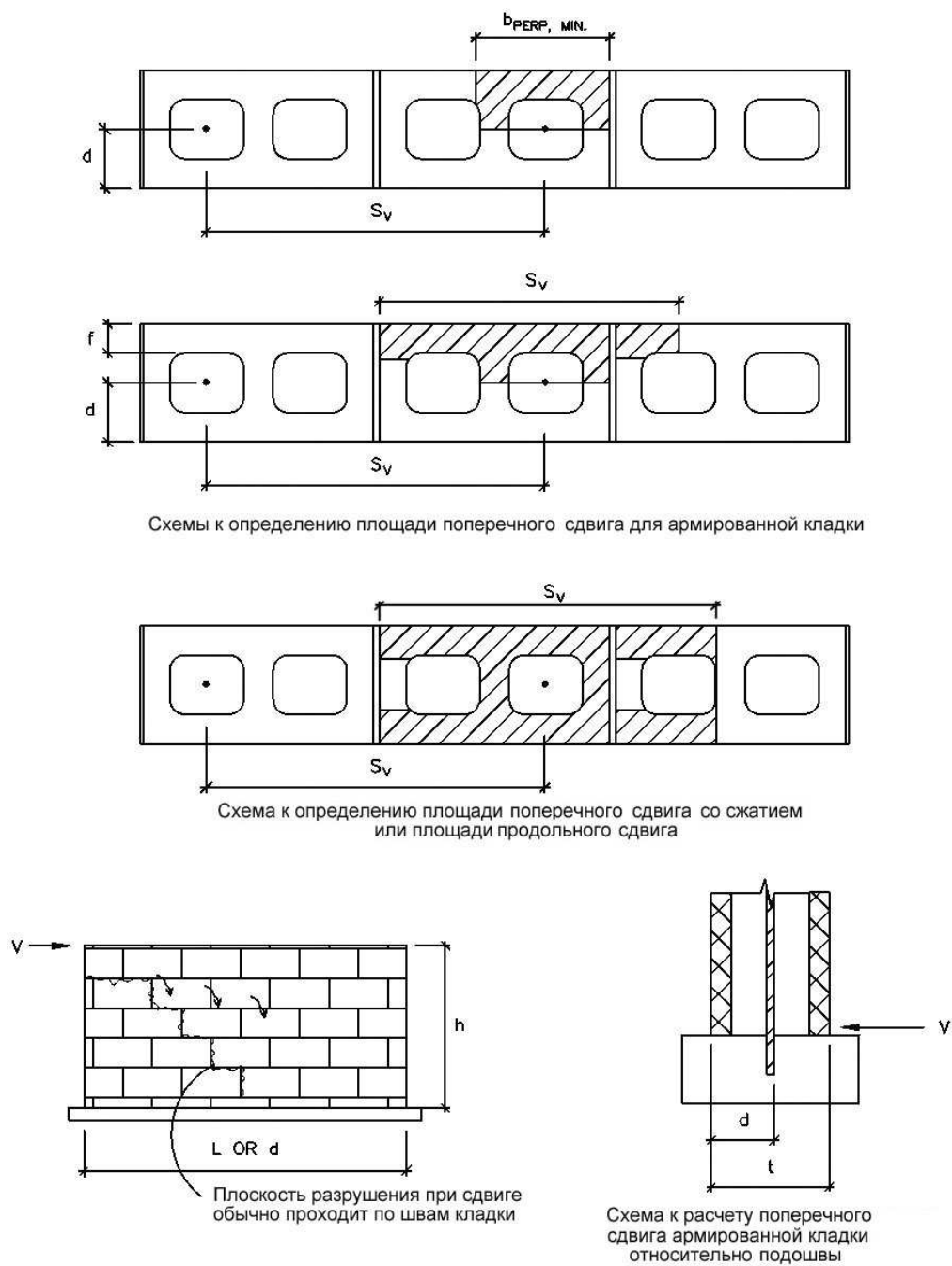


Рис. 3.5. Схемы к расчету армированной кладки на сдвиг

– для стен

$$f_a \leq F_a ; \quad (3.92)$$

где

$$f_a = \frac{P}{A} ; \quad (3.93)$$

$$F_a = 0,25 f_m' \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \text{ при } \frac{h}{r} \leq 99 ; \quad (3.94)$$

$$F_a = 0,25 f_m' \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \text{ при } \frac{h}{r} > 99 ; \quad (3.95)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_e}} . \quad (3.96)$$

Здесь A_e – эффективная площадь поперечного сечения кладки с учетом заполненных раствором полостей.

Прочность армированной кладки на изгиб со сжатием. В соответствии с нормами АСІ 530/530.1-05 расчетные напряжения в арматуре при изгибе не должны превышать 140 МПа для арматуры классов 40 или 50, или 165 МПа для арматуры класса 60, или 210 МПа для полосовой арматуры. Для расчета армированной кладки на изгиб со сжатием рекомендуется использовать следующие формулы:

– для стоек

$$P \leq P_a ; \quad (3.97)$$

где

$$P_a = (0,25 f_m' A_n + 0,65 A_{st} F_s) \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \text{ при } \frac{h}{r} \leq 99 ; \quad (3.98)$$

$$P_a = (0,25 f_m' A_n + 0,65 A_{st} F_s) \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \text{ при } \frac{h}{r} > 99 ; \quad (3.99)$$

– для стен

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 ; \quad (3.100)$$

где

$$f_a = \frac{P}{A_e} \leq 0,33 f_m' \text{ (только при изгибе или изгибе со сжатием)} ; \quad (3.101)$$

$$F_a = 0,25 f_m' \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \text{ при } \frac{h}{r} \leq 99 ; \quad (3.102)$$

$$F_a = 0,25 f_m' \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \text{ при } \frac{h}{r} > 99 ; \quad (3.103)$$

$$f_b = \frac{M}{S} \leq \left(1 - \frac{f_a}{F_a} \right) F_b ; \quad (3.104)$$

$$F_b = 0,33 f_m' .$$

Стены, не способные противостоять изгибу со сжатием, усиливаются путем увеличения толщины, повышением прочности кладки на сжатие или армированием.

Минимальное армирование кладки. К настоящему времени в США построено и успешно эксплуатируется множество жилых домов со стенами фундаментов из кладки. В ряде случаев назначается конструктивное армирование. Например, горизонтальное армиро-

вание применяется для снижения трещинообразования при усадке бетона или улучшения условий перевязки для пересекающихся стен. Такое армирование обычно выполняется в швах с раствором через каждый третий курс кладки.

В соответствии с нормами ACI 530/530.1-05 минимальная площадь армирования кладки должна определяться по следующим формулам:

$$A_{s, req} = \frac{M}{F_s d} ; \quad (3.105)$$

$$A_{v, min} = 0,0013 bt ; \quad (3.106)$$

$$A_{h, min} = 0,0007 bt . \quad (3.107)$$

3.9. Деревянные фундаменты

Под деревянными фундаментами в США понимаются стены из древесины, облицованной фанерой. Эти стены опираются на бетонные блоки, щебеночные или гравийные подушки. Древесина и фанера, используемая в деревянных фундаментах, для повышения долговечности обрабатывается, например, арсенатом хрома кальция. Деревянные фундаменты поверху скрепляются системой перекрытия, а в основании устраивается монолитная бетонная плита, деревянное покрытие или засыпка с внутренней стороны стен. Все средства крепежа деревянных фундаментов должны быть выполнены из нержавеющей или гальванизированной стали.

В США построено и успешно эксплуатируется в разнообразных условиях более 300000 домов на деревянных фундаментах. На рис. 3.6 показаны некоторые конструктивные схемы деревянных фундаментов.



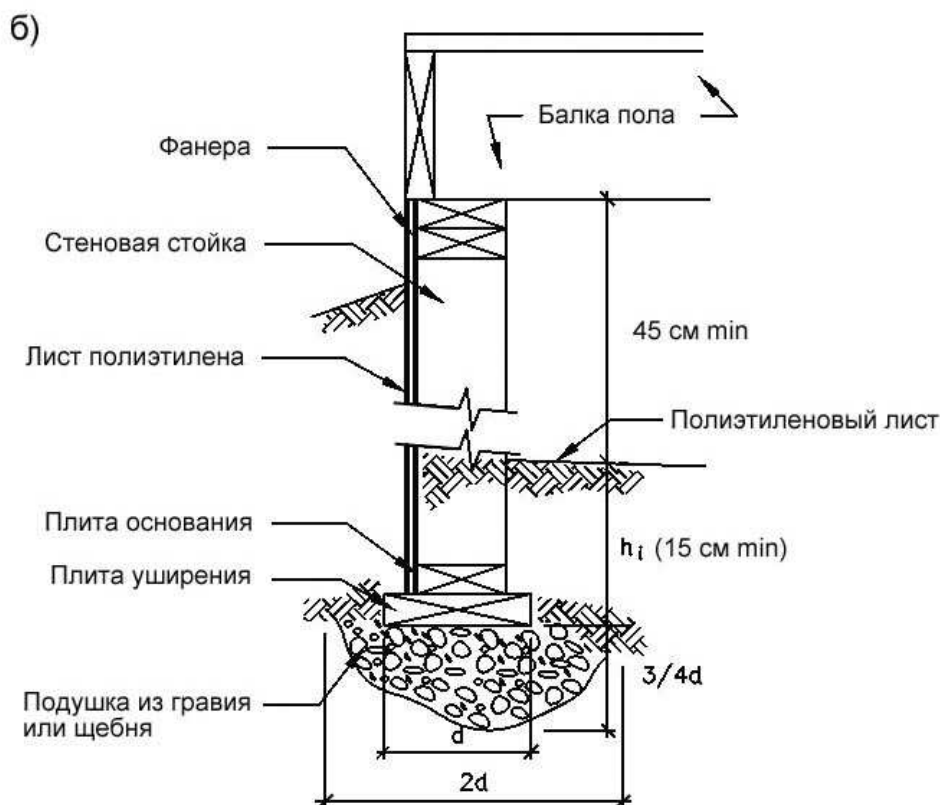


Рис. 3.6. Схемы фундаментов из обработанных консервантом деревянных конструкций:

а – с монолитной плитой; б – с внутренней засыпкой

Деревянные фундаменты для жилых домов США проектируются в соответствии с требованиями норм ICC IRC-2009. В табл. 3.6 приведены некоторые основные конструктивные требования к стойкам стен деревянных фундаментов.

Таблица 3.6

Размеры сечений и шаги стоек стен деревянных фундаментов

Высота засыпки, м	Размеры сечений стоек стен, см	Шаг стоек стен, см
1,5	2 × 15	40
1,8	2 × 15	30
2,4	2 × 20	30

Гравийные или щебеночные подушки под деревянными фундаментами должны проектироваться в соответствии с рекомендациями подраздела 3.6. Размеры сечений бетонных плит уширений зависят от величин вертикальных нагрузок на стены фундамента и от размеров сечений стоек стен.

У фундаментов подпольного или подвального типа при необходимости должен устраиваться дренаж. Защита стен деревянных фундаментов от почвенной влаги обычно выполняется путем устройства защитных покрытий из полиэтиленовых пленок.

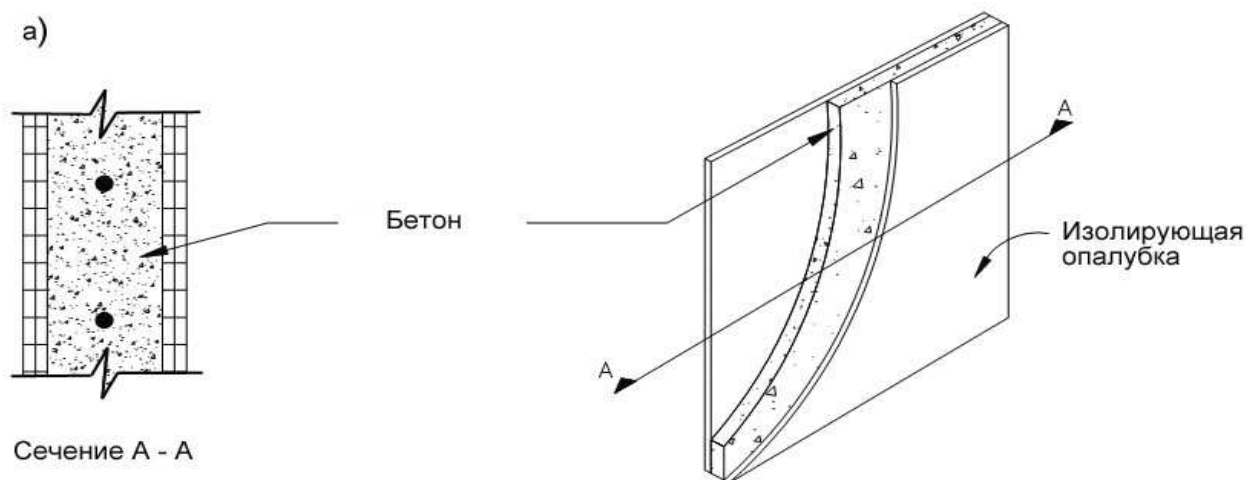
3.10. Изолирующие опалубки фундаментов

В США с 1970-х годов активно применяются изолирующие опалубки, позволяющие создавать долговечные и эффективные монолитные бетонные фундаменты и стены жилых домов. Такие опалубки устраиваются из твердого пенопласта, смеси цемента и пенопласта, древесно-стружечных плит и др. Они легко монтируются и часто оставляются после твердения бетона на месте, что обеспечивает дополнительную изоляцию фундаментов и стен.

Изолирующие опалубки разделяются на полые, обшитые досками и панельные опалубки. Выделяются следующие типы монолитных стен, возводимых с помощью изолирующих опалубок:

- плоские стены с постоянной толщиной (рис. 3.7, а);
- вафельно-сеточные стены из часто расположенных вертикальных и горизонтальных тонких бетонных элементов (рис. 3.7, б);
- стоечно-балочные стены в виде бетонных рам из вертикальных и горизонтальных элементов с пустотами между ними (шаг вертикальных элементов может достигать 2,4 м) (рис. 3.7, в).

Фундаменты из изолирующих опалубок могут проектироваться в соответствии с рекомендациями норм ICC IRC-2009. Достаточно подробную проектную информацию предоставляют изготовители изолирующих опалубок. Стены фундаментов из изолирующих опалубок рассчитываются с применением процедур, подобных приведенным ранее. Специального рассмотрения требуют фундаментные стены, возводимые с помощью изолирующих опалубок с неплоскими формами. Типовое сечение фундаментной стены, построенной с применением изолирующей опалубки, приведено на рис. 3.8.



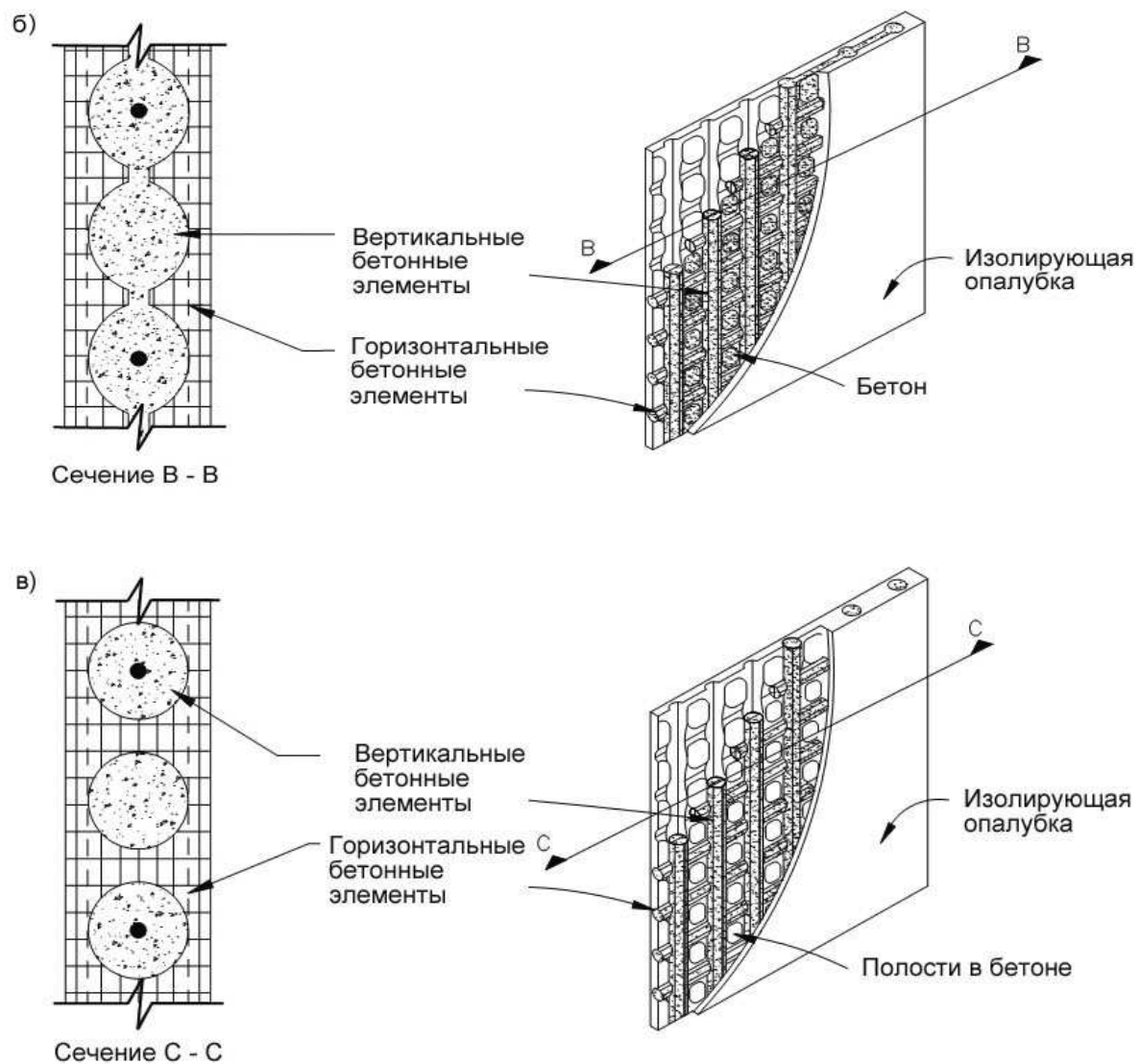


Рис. 3.7. Схемы стен, возводимых из изолирующих опалубок:

а – плоские; б – вафельно-сеточные; в – стоечно-балочные

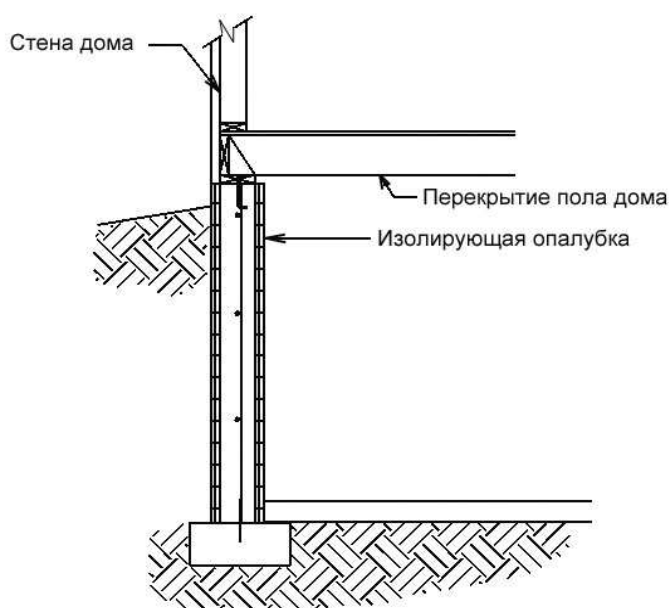


Рис. 3.8. Схема фундамента, построенного с помощью изолирующей опалубки

Подробная информация о применении изолирующих опалубок в США приведена в работе PCA (1998). Некоторые вопросы конструирования и возведения стен с использованием изолирующих опалубок рассмотрены в работе HUD (2002).

3.11. Плиты на грунте

Плиты на грунте устраиваются с целью создания ровной верхней поверхности для восприятия и передачи действующих нагрузок на грунт, а также для создания барьера на пути движения почвенной влаги.

К настоящему времени в США накоплен значительный опыт строительства плит на грунте для домов, дорог, гаражей и тротуаров. Такие плиты обычно имеют толщину 10 см. Если внутренние колонны и несущие стены опираются на эти плиты, то под ними устраиваются утолщения с минимальным армированием. Плиты также могут иметь утолщенные края, обеспечивающие восприятие нагрузок от внешних несущих стен. Эти утолщения также могут армироваться.

Фундаменты в виде плит часто помещаются на подушку из щебня или песка толщиной 5,0 – 7,5 см с пароизоляцией из полиэтиленовой пленки толщиной около 1,5 мм. Подушка из песка или щебня действует, прежде всего, как обратный фильтр, предотвращающий распространение грунтовой влаги.

Плиты на грунте с размерами более 3 м в любом направлении подвержены трещинообразованию из-за температурных и усадочных эффектов, способствующих появлению растягивающих напряжений в бетоне. Для предотвращения образования трещин обычно назначается минимальное армирование плит в виде сварных сеток или пространственных фибр. Появление трещин предотвращается путем устройства в наиболее опасных местах открытых или закрытых деформационных швов.

При проектировании плит используются обычные методы проектирования железобетонных конструкций. В США рекомендуются к применению методики проектирования железобетонных плит на грунте, разработанные организациями «Portland Cement Association» (PCA), «Wire Reinforcement Institute» (WRI) и «U.S. Army Corps of Engineers» (COE).

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

По методике РСА толщина плит назначается с помощью диаграмм или таблиц по эквивалентной нагрузке от колеса в центре плиты. Армирование таких плит обычно не выполняется. Может устраиваться минимальное армирование для предотвращения трещинообразования при усадке и от температурных эффектов. По методике WRI толщина плит находится с помощью метода конечных элементов. Методика WRI учитывает относительную жесткость контакта плит с грунтом на основе проектных номограмм. Методика COE основана на применении формул Вестергарда для краевых напряжений в бетонных плитах. Дополнительная информация относительно процедур проектирования в рамках каждой из упомянутых выше методик содержится в нормах ACI 360R-06.

3.12. Свайные фундаменты

Сваи устраиваются под жилыми домами США в случаях, когда обычные фундаменты неприменимы или нецелесообразны. К таким случаям относятся наличие:

- слабых грунтов в основании, при которых требуется передача нагрузок от фундаментов через трение по боковым поверхностям и давление под нижними концами свай;
- опасности паводковых и штормовых наводнений, при которых дома должны подниматься над уровнем грунта;
- крутых или непостоянных уклонов дневной поверхности;
- расширяющихся грунтов в основании, требующих изоляции домов от действия таких грунтов и опирания фундаментов на более устойчивые подстилающие слои грунта.

Сваи под жилыми домами выполняются из разнообразных материалов. Самыми распространенными в США являются обработанные консервантами деревянные сваи, погружаемые с помощью дизель-молотов. Бетонные сваи обычно изготавливаются на месте путем бурения и бетонирования скважин, иногда с уширенными концами. Стальные сваи или трубы большого диаметра требуют при погружении специализированного тяжелого оборудования, и потому они редко применяются в жилищном строительстве.

Сечения и глубины забивки деревянных свай зависят от нагрузок на фундамент. Глубины погружения деревянных свай редко превосходят 2,4 – 3,0 м (кроме случаев слабых грунтов, крутонаклонных участков и возможности существенных размывов волнами при штормах). В прибрежных областях, подверженных наводнениям, дома должны быть подняты выше уровня расчетного наводнения с учетом высот волн. На рис. 3.9 приведена схема подъема домов на требуемую высоту с помощью деревянных свай.

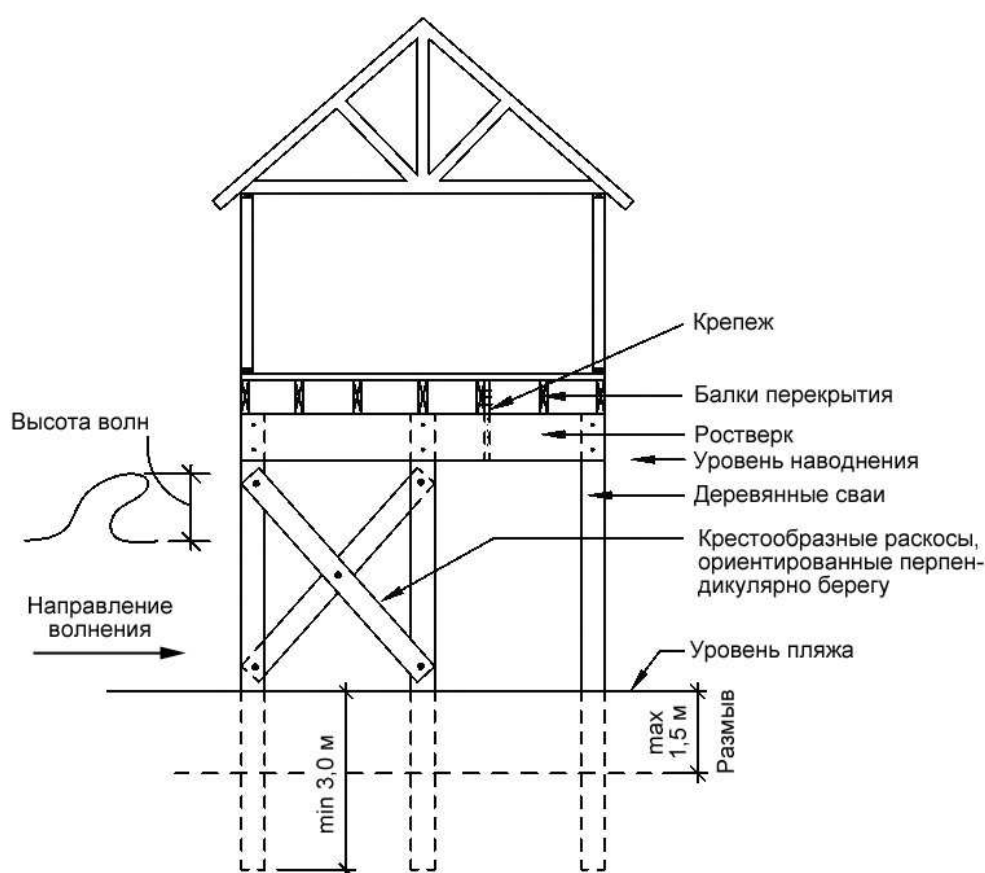


Рис. 3.9. Схема фундамента дома, расположенного в прибрежной зоне

Некоторые рекомендации по проектированию свайных фундаментов для жилых домов США в зонах наводнений приведены в нормах FEMA-55 (2000). В любом случае рекомендуется учитывать накопленный региональный опыт строительства на сваях и местные условия. При угрозе сильного наводнения и шторма жители домов на свайных фундаментах должны эвакуироваться в безопасные места. При проектировании свайных фундаментов необходимо также учитывать такие факторы, как ветровые, гидростатические и гидродинамические нагрузки, возможности размывов, разрушений стен и перекрытий, влияние коррозии и др.

3.13. Защита фундаментов от промерзания

Защита фундаментов от промерзания состоит в предотвращении их повреждения от пучения при замерзании и ослабления несущей способности при таянии грунтов основания. Обычно смягчение эффектов морозного пучения осуществляется путем заложения подошв фундаментов ниже глубины промерзания. К другим методам относятся:

- забивка свай или устройство отдельных опор с основанием ниже глубины промерзания;
- устройство деформируемых матов или армированных плит, способных сопротивляться неравномерным вертикальным смещениям;
- засыпка пазух не промерзающими грунтами, устройство дренажа и др.

Глубина промерзания грунтов в США обычно регламентируется региональными строительными нормами в зависимости от географического положения участка строительства.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Для европейской территории Российской Федерации может применяться карта районирования по глубине промерзания, составленная Государственным институтом прикладной экологии (ГИПЭ) Росводресурсов. Для малоизученных районов допускается использование данных многолетних (не менее 10 лет) наблюдений за ежегодными максимальными глубинами сезонного промерзания грунтов на открытой, оголенной от снега, горизонтальной площадке при уровне грунтовых вод ниже глубины сезонного промерзания грунтов.

Для районов с глубиной промерзания, не превышающей 2,5 м, нормативная глубина сезонного промерзания d_{fn} в соответствии со сводом правил СНиП 2.02.01-83* может определяться по следующей зависимости:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} \quad (3.108)$$

где d_0 – величина, для суглинков и глин принимаемая равной 0,23 м, мелких и пылеватых песков – 0,28 м, остальных песков – 0,30 м; а M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе. Коэффициент M_t принимается по своду правил по строительной климатологии и геофизике. При отсутствии данных для конкретного пункта или района строительства коэффициент M_t определяется по результатам наблюдений на ГМС, находящейся в аналогичных условиях.

Нормативные глубины промерзания d_{fn} для некоторых городов европейской части России приведены в табл. 3.7.

Таблица 3.7

Нормативные глубины промерзания для некоторых городов европейской части России

Город	Нормативная глубина промерзания d_{fn} , м				
	M_t	суглинков, глин	пылеватых и мелких песков	песков крупных, средней крупности	крупнообломочных грунтов
Санкт-Петербург	25,4	1,16	1,41	1,51	1,71
Новгород	28,5	1,22	1,49	1,60	1,82
Тула, Калуга	33,7	1,34	1,63	1,75	1,98
Москва	34,3	1,35	1,64	1,76	2,00
Тверь	35,6	1,37	1,67	1,79	2,03
Дмитров	36,2	1,38	1,68	1,80	2,04
Кашира	37,1	1,40	1,70	1,83	2,07
Рязань	37,7	1,41	1,72	1,84	2,09
Владимир	39,0	1,44	1,75	1,87	2,12
Ярославль	41,4	1,48	1,80	1,93	2,19
Нижний Новгород, Иваново	42,0	1,49	1,81	1,94	2,20
Вологда	42,4	1,50	1,82	1,95	2,21

Для неотапливаемых домов расчетная глубина промерзания для наружных и внутренних фундаментов должна увеличиваться на 10%. При среднесуточной температуре 15°C внутри отапливаемых домов без подвалов расчетная глубина промерзания уменьшается на 20%, а для домов с подвалами – на 40%.

Защита от промерзания фундаментов мелкого заложения. Вместо фундаментов глубокого заложения в холодных районах США, характеризующихся существенным сезонным промерзанием грунтов, могут применяться защищенные от промерзания фундаменты мелкого заложения. На рис. 3.10 показаны поперечные сечения для нескольких конструкций таких фундаментов.

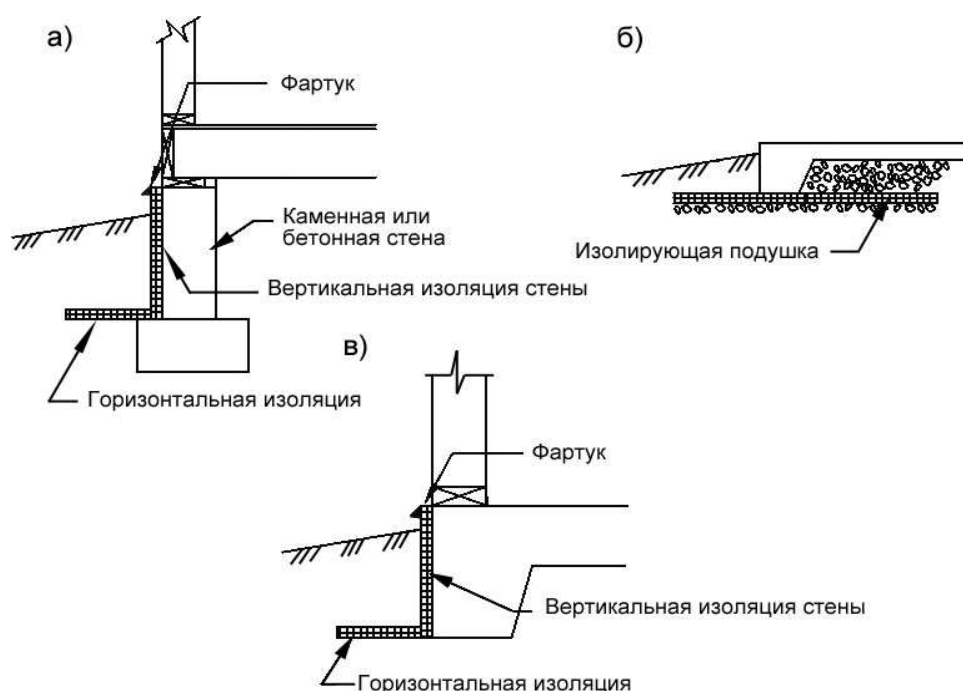


Рис. 3.10. Фундаменты с защитой от промерзания

а – фундамент с вентилируемым подполом; б – плита на грунте; в – плита на грунте с уширением под несущей стеной

Применение вертикальной и горизонтальной изоляции фундаментов для отапливаемых домов позволяет снизить глубину заложения до 30 см даже при очень холодном климате. Проникновение тепла в основание из домов увеличивает температуру грунтовой среды вокруг фундамента.

Толщина изоляции и ширина расстояния, на которое изоляция распространяется от дома, зависит, прежде всего, от характеристик климата. Необходимость горизонтальной изоляции определяется отрицательными температурами на участке строительства. Значительное влияние оказывают такие факторы, как теплопроводность и влажность грунта, а также температура внутри дома.

Вопросы проектирования защищенных от промерзания фундаментов мелкого заложения изложены в нормах ICC IRC-2009. Эти нормы ограничивают использование пенопласта в качестве изоляции под землей в районах с высокой вероятностью появления таких насекомых, как земляные муравьи. Необходимо перекрывать все «скрытые» пути для муравьев, ведущие из грунта в сооружение (например, между изоляцией и стенами фундамента). Эти ограничения могут быть сняты при использовании стойких к воздействию муравьев материалов (например, ячеистого бетона или обработанной консервантом древесины).

Фундаменты для условий вечной мерзлоты. Вопросы проектирования фундаментов жилых домов в условиях вечной мерзлоты находятся вне пределов данного издания. В любом случае следует избегать размораживания вечной мерзлоты на участке под воздействием поступающего из домов тепла. Важно выявлять наличие вечной мерзлоты путем соответствующего исследования подстилающих грунтов. Для районов с вечной мерзлотой разработано несколько эффективных конструкций фундаментов.

3.14. Примеры расчета

Пример 3.1. Расчет бетонного фундамента

Определить минимальную ширину подошвы бетонного фундамента.

Исходные данные: внешняя несущая стена дома опирается на ленточный фундамент из бетона с прочностью на сжатие $f_c' = 14 \text{ МПа}$, воспринимающий нагрузку от перекрытий шириной 3,7 м для двух этажей высотой 2,4 м.

Нагрузки: постоянная нагрузка на перекрытия этажей $3,7 \text{ м} \times 0,5 \text{ кПа} \times 2 \text{ этажа} = 3,7 \text{ кН/м}$ (см. табл. 2.2); постоянная нагрузка от веса стен $2,4 \text{ м} \times 0,2 \text{ м} \times 24 \text{ кН/м}^3 = 11,5 \text{ кН/м}$ (см. табл. 2.3); временная нагрузка $0,75 \times (3,7 \text{ м} \times 1,9 \text{ кПа} + 3,7 \text{ м} \times 1,4 \text{ кПа}) = 9,2 \text{ кН/м}$ (см. табл. 2.1); вес подошвы фундамента 2,9 кН/м; допускаемое давление на грунт основания 72 кПа.

Решение.

1. Требуемая ширина опирания:

$$\begin{aligned} \text{Ширина ленточного фундамента} &= \frac{\text{Нагрузка, кН/м}}{\text{Несущая способность грунта, кПа}} = \\ &= \frac{(9,2 \text{ кН/м} + 3,7 \text{ кН/м} + 11,5 \text{ кН/м} + 2,9 \text{ кН/м})}{72 \text{ кПа}} = 0,36 \text{ м}. \end{aligned}$$

Итак, требуемая ширина опирания равна $0,36 \text{ м} \approx 0,4 \text{ м}$, что соответствует стандартной ширине ковша экскаватора 0,4 м.

2. Определим размеры подошвы фундамента эмпирическим путем:

- длина консолей подошвы фундамента $1/2 \times (0,4 \text{ м} - 0,2 \text{ м}) = 0,1 \text{ м}$;
- необходима толщина подошвы 0,1 м (т. е. не меньше длины консолей);
- принимаем минимальную толщину подошвы фундамента 0,15 м;
- вес уширения $0,4 \text{ м} \times 0,15 \text{ м} \times 24 \text{ кН/м}^3 = 1,4 \text{ кН/м} < \text{допускаемых } 2,9 \text{ кН/м} - \text{ОК}$.

Итак, используем подошву фундамента шириной 0,4 м и толщиной 0,15 м.

3. Определим размеры подошвы фундамента расчетным путем:

Давление на грунт от расчетных нагрузок

$$q_u = \frac{P_u}{A_{\text{footing}}} = \frac{1,2(3,7 \text{ кН/м} + 11,5 \text{ кН/м} + 2,9 \text{ кН/м} + 1,6 \times 9,2 \text{ кН/м})}{0,4 \text{ м}} = 89,9 \text{ кПа}.$$

Толщина подошвы фундамента из расчета на изгиб:

$$M_u = \frac{q_s l}{8} (b - T)^2 = \frac{89,9 \text{ кПа}}{8} (0,4 \text{ м} - 0,2 \text{ м})^2 = 0,47 \text{ кНм/м} ;$$

$$M_n = \frac{5}{12} \sqrt{f_c'} S = \frac{5}{12} \sqrt{14 \text{ МПа}} \frac{lt^2}{6} ;$$

$$\phi M_n = M_u ;$$

$$0,65 \frac{5}{12} \sqrt{14 \text{ МПа}} \frac{t^2}{6} = 0,47 ;$$

$$t = 0,05 \text{ м}.$$

Толщина подошвы фундамента из расчета на продавливание:

$$V_u = q_s l \left[\frac{1}{2} (b - T) - t \right] = 89,9 \text{ кПа} \left[\frac{1}{2} (0,4 \text{ м} - 0,2 \text{ м}) - t \right] ;$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$\begin{aligned}\phi V_c &= V_u ; \\ 0,65 \frac{1}{9} \sqrt{14 \text{ МПа}} \times 1 \text{ м} \times t &= 88,9 \text{ кПа} \times 1 \text{ м} \times \left[\frac{1}{2} (0,4 \text{ м} - 0,2 \text{ м}) - t \right] ; \\ t &= 0,1 \text{ м} .\end{aligned}$$

Итак, достаточно принять толщину подошвы фундамента, равную 0,1 м. В соответствии с требованиями норм ACI 318-05/318R-05, к этому размеру необходимо добавить 0,05 м, что дает толщину 0,15 м. Таким образом, следует принять подошву фундамента шириной 0,4 м и толщиной 0,15 м.

Пример 3.2. Расчет железобетонного фундамента

Определить минимальные размеры подошвы и характеристики армирования железобетонного фундамента.

Исходные данные: фундамент в виде отдельной железобетонной опоры с прочностью бетона на сжатие $f'_c = 17 \text{ МПа}$ и прочностью арматуры на растяжение $f_y = 415 \text{ МПа}$, поддерживающей квадратную колонну сечением $9 \times 9 \text{ см}$, воспринимающую нагрузку с участка пола площадью $3,7 \text{ м} \times 3,7 \text{ м}$.

Нагрузки: постоянная нагрузка $3,7 \text{ м} \times 3,7 \text{ м} \times 0,5 \text{ кПа} = 6,4 \text{ кН}$; временная нагрузка $3,7 \text{ м} \times 3,7 \text{ м} \times 1,9 \text{ кПа} = 25,6 \text{ кН}$; вес фундамента и колонны $1,3 \text{ кН}$; допускаемое давление на грунт основания 72 кПа .

Решение.

1. Требуемая площадь опирания:

$$\begin{aligned}\text{Площадь фундамента} &= \frac{\text{Нагрузка, кН}}{\text{Несущая способность грунта, кПа}} = \\ &= \frac{(25,6 \text{ кН} + 6,4 \text{ кН} + 1,3 \text{ кН})}{72 \text{ кПа}} = 0,46 \text{ м}^2 ;\end{aligned}$$

$$\text{Размер квадратного уширения фундамента } b = \sqrt{0,46 \text{ м}^2} = 0,68 \text{ м} .$$

2. Определим размеры фундамента эмпирическим путем:

- длина консолей подошвы фундамента $1/2 \times (0,68 \text{ м} - 0,09 \text{ м}) = 0,3 \text{ м}$;
- принимаем минимальную толщину подошвы фундамента 0,3 м;
- вес такой подошвы $0,46 \text{ м}^2 \times 0,3 \text{ м} \times 24 \text{ кН} = 3,3 \text{ кН} > \text{допускаемых } 1,3 \text{ кН} - \text{ОК}$;
- принимаем размеры подошвы фундамента в плане $0,7 \times 0,7 \text{ м}$.

3. Возможны следующие варианты:

- использование бетонной подошвы $0,3 \times 0,7 \times 0,7 \text{ м}$ ($0,15 \text{ м}^3$ бетона на одну опору);
- уменьшение шага колонн (больше опор меньшего размера, меньше длина балок перекрытия этажа, больше трудоемкость);
- проведение испытаний грунта для более точного определения его несущей способности (при этом возможно сокращение размеров бетонных фундаментов до двух раз);
- проектирование бетонных подошв фундаментов с целью определения возможности уменьшения толщины подошвы;
- использование менее толстых железобетонных подошв фундаментов.

4. Определим характеристики фундамента расчетным путем при размерах в плане $0,7 \times 0,7 \text{ м}$:

– назначаем толщину подошвы фундамента, толщину защитного слоя и диаметр арматуры: $t = 0,15 \text{ м}$; $c = 0,075 \text{ м}$; $d_b = 0,013 \text{ м}$ (арматура с профилем № 4);

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

– вычисляем расстояние d от наиболее сжатого волокна бетона до оси арматурного стержня $d = t - c - 0,5d_b = 0,15 \text{ м} - 0,075 \text{ м} - 0,5 \times 0,013 \text{ м} = 0,07 \text{ м}$;

– определяем давление грунта от расчетных нагрузок

$$q_s = \frac{P_u}{A_{\text{footing}}} = \frac{1,2(6,4 \text{ кН} + 3,6 \text{ кН}) + 1,6 \times 25,6 \text{ кН}}{0,5} \text{ м}^2 = 108,3 \text{ кПа} ;$$

– проверяем возможность одностороннего продавливания

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d = \frac{0,85 \times 1}{6} \sqrt{17 \text{ МПа}} \times 0,7 \text{ м} \times 0,07 \text{ м} = 29,3 \text{ кН} ;$$
$$V_u = \frac{P_u}{b} \left[\frac{1}{2} (b - T) - d \right] = \frac{50,3 \text{ кН}}{0,7 \text{ м}} \left[\frac{1}{2} (0,7 \text{ м} - 0,09 \text{ м}) - 0,07 \text{ м} \right] = 17,1 \text{ кН} ;$$
$$\phi V_c \gg V_u - \text{ОК} ;$$

– проверяем возможность двухстороннего продавливания

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_0 d = 0,85 \times \frac{1}{3} \sqrt{17 \text{ МПа}} \times 4 \times (0,09 \text{ м} + 0,07 \text{ м}) \times 0,07 \text{ м} = 52,2 \text{ кН} ;$$
$$V_u = \frac{P_u}{b} [b^2 - (T + d)^2] = \frac{50,3 \text{ кН}}{(0,7 \text{ м})^2} [(0,7 \text{ м})^2 - (0,09 \text{ м} + 0,07 \text{ м})^2] = 47,8 \text{ кН} ;$$
$$\phi V_c > V_u - \text{ОК} ;$$

– определяем площадь армирования, требуемого для восприятия изгибающего момента

$$M_u = \frac{1}{2} q_s b \left[\frac{1}{2} (b - T) \right]^2 = \frac{1}{2} 108,3 \text{ кПа} \frac{0,7 \text{ м}}{1,0 \text{ м/м}} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{0,7 \text{ м}}{1,0 \text{ м/м}} - \frac{0,09 \text{ м}}{1,0 \text{ м/м}} \right) \right]^2 = 3,7 \text{ кНм} ;$$
$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{3,7 \text{ кНм}}{0,9 \times 0,7 \text{ м} (0,07 \text{ м})^2} = 1,2 \text{ МПа} ;$$
$$\rho = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right) = \frac{0,85 \times 17 \text{ МПа}}{415 \text{ МПа}} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 1,2 \text{ МПа}}{0,85 \times 17 \text{ МПа}}} \right) = 0,022 ;$$
$$\rho_{\text{gross}} = \frac{d}{t} \rho = \frac{0,07 \text{ м}}{0,15 \text{ м}} 0,022 = 0,01 ;$$
$$\rho_{\text{gross}} = 0,01 \geq \rho_{\text{min}} = 0,0018 - \text{ОК} ;$$
$$A_s = \rho b d = 0,01 \times 0,7 \text{ м} \times 0,07 \text{ м} = 0,00049 \text{ м}^2 ;$$

– принимаем армирование из 4 стержней с профилем № 4 и площадью сечения

$$A_s = 4 \times 0,00013 \text{ м}^2 = 0,00052 \text{ м}^2 \geq 0,00049 \text{ м}^2 .$$

Итак, для железобетонного фундамента с размерами $0,7 \times 0,7 \times 0,15 \text{ м}$ следует принять армирование из 4 стержней арматуры профиля № 4 на каждой стороне уширения.

Пример 3.3. Расчет бетонной фундаментной стены

Определить несущую способность бетонной фундаментной стены при действии сочетания нагрузок $1,2D + 1,6H$.

Исходные данные: толщина стены $t = 0,2 \text{ м}$; высота стены $T = 2,4 \text{ м}$; удельный вес бетона $\gamma_b = 23,6 \text{ кН/м}^3$; удельный вес грунта засыпки $\gamma_g = 7,1 \text{ кН/м}^3$; прочность бетона на сжатие $f_c' = 21 \text{ МПа}$; высота засыпки $h = 2,1 \text{ м}$; грунт засыпки с эквивалентной плотностью жидкости $w = 15,7 \text{ кН/м}^3$ и коэффициентом бокового давления $K_a = 0,45$.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Расчетные нагрузки: постоянная нагрузка $D = 6,5 \text{ кН/м}$; временная нагрузка $L = 9,4 \text{ кН/м}$; снеговая нагрузка $S = 4,1 \text{ кН/м}$; момент по верху стены равен $M_{\text{top}} = 0$. Предполагается, что сжимающая (растягивающая) нагрузка приложена посередине одной трети стены.

Решение.

1. Определим нагрузку H от грунта:

– боковое давление грунта $q = K_a w = 0,45 \times 15,7 \text{ кН/м}^3 = 7,1 \text{ кН/м}^3$;

– равнодействующая бокового давления грунта:

$$H = \frac{1}{2} q h^2 = \frac{1}{2} 7,1 \text{ кН/м}^3 (2,1 \text{ м})^2 = 16,1 \text{ кН/м} ;$$

$$X_1 = \frac{1}{3} q h = \frac{1}{3} 7,1 \text{ кН/м}^3 2,1 \text{ м} = 0,7 \text{ м} ;$$

– максимальная сдвигающая нагрузка:

$$V_{\text{bottom}} = V_1 = \frac{1}{2} q h^2 \left(1 - \frac{h}{3T} \right) = \frac{1}{2} 7,1 \text{ кН/м}^3 (2,1 \text{ м})^2 \left(1 - \frac{2,1 \text{ м}}{3 \times 2,4 \text{ м}} \right) = 11,4 \text{ кН/м} ;$$

– максимальный момент и его плечо:

$$x = h - \sqrt{h^2 - \frac{2V_1}{q}} = 2,1 \text{ м} - \sqrt{(2,1 \text{ м})^2 - \frac{2 \times 11,4 \text{ кН/м}}{7,1 \text{ кН/м}^3}} = 1,0 \text{ м} \text{ (от основания стены)} ;$$

$$\begin{aligned} M_{\text{max}} (\text{при } x = 1,0 \text{ м}) &= V_1 x - \frac{1}{2} q h x^2 + \frac{1}{6} q x^3 = 11,4 \text{ кН/м} \times 1,0 \text{ м} - \\ &- \frac{1}{2} 7,1 \text{ кН/м}^3 \times 2,1 \text{ м} \times (1,0 \text{ м})^2 + \frac{1}{6} 7,1 \text{ кН/м}^3 \times (1,0 \text{ м})^3 = 5,0 \text{ кНм/м} . \end{aligned}$$

2. Проверим несущую способность стены на сдвиг:

– расчетная сдвигающая нагрузка

$$V_u = 1,6 V_{\text{bottom}} = 1,6 \times 11,4 \text{ кН/м} = 18,2 \text{ кН/м};$$

– расчетное сопротивление на сдвиг

$$\phi V_n = \phi \frac{1}{9} \sqrt{f_c'} b h = 0,65 \frac{1}{9} \sqrt{21 \text{ МПа}} \times 0,2 \text{ м} \times 1,0 \text{ м} = 66,7 \text{ кН/м} .$$

Проверим условие $\phi V_n \geq V_u$:

$$66,7 \text{ кН/м} > 18,2 \text{ кН/м} - \text{ОК} .$$

Таким образом, несущая способность стены на сдвиг обеспечена с большим запасом.

3. Проверим несущую способность стены на изгиб со сжатием (растяжением):

– определим нагрузки:

$$M_u = 1,6 M_{\text{max}} = 1,6 \times 5,0 \text{ кНм/м} = 8,1 \text{ кНм/м};$$

$$P_u = 1,2 D;$$

$$D_{\text{structure}} = 6,5 \text{ кН/м (задано)};$$

$$D_{\text{concrete}} = 23,6 \text{ кН/м}^3 \times 0,2 \text{ м} (2,3 \text{ м} - 1,0 \text{ м}) = 7,0 \text{ кН/м} ;$$

$$D = 6,5 \text{ кН/м} + 7,0 \text{ кН/м} = 13,5 \text{ кН/м};$$

$$P_u = 1,2 \times 13,5 \text{ кН/м} = 16,2 \text{ кН/м}.$$

– определим несущие способности M_n , M_{min} , P_n :

$$M_n = 0,85 f_c' S ;$$

$$S = \frac{1}{6} b d^2 = \frac{1}{6} 1,0 \text{ м} (0,2 \text{ м})^2 = 0,0069 \text{ м}^3/\text{м} ;$$

$$M = 0,85 \times 21 \text{ МПа} \times 0,0069 \text{ м}^3/\text{м} = 0,12 \text{ МНм/м} ;$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$M_{min} = 0,1 h P_u = 0,1 \left(\frac{0,2 \text{ м}}{1,0 \text{ м/м}} \right) 16,2 \text{ кН/м} = 0,3 \text{ кНм/м} ;$$

$$M_u > M_{min} - \text{ОК} ;$$

$$P_n = 0,6 f_c' \left[1 - \left(\frac{L}{32 h} \right)^2 \right] A_g = 0,6 \times 21 \text{ МПа} \left[1 - \left(\frac{2,4 \text{ м}}{32 \times 0,2 \text{ м}} \right)^2 \right] \times \frac{0,2 \text{ м}}{1,0 \text{ м}} = 21,7 \text{ МН/м} ;$$

– проверим осевое нагружение с изгибом:

при сжатии

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1 ;$$

$$16,2 \frac{\text{кН/м}}{0,65 \times 2,2 \text{ МН/м}} + 8,1 \frac{\text{кНм/м}}{0,65 \times 0,1 \text{ МНм/м}} \leq 1 ;$$

$$0,11 \leq 1 - \text{ОК} ;$$

при растяжении

$$\frac{M_u}{S} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi \times \frac{5}{12} \sqrt{f_c'} ;$$

$$\frac{8,1 \text{ кНм/м}}{0,0069 \text{ м}^3/\text{м}} - \frac{16,2 \text{ кНм/м}}{0,2 \text{ м} \times 1,0 \text{ м}} \leq 0,65 \times \frac{5}{12} \sqrt{21 \text{ МПа}} \times 1,0 \text{ м} ;$$

$$1,1 \leq 1,2 - \text{ОК} .$$

Итак, по расчету на изгиб и сжатие (растяжение) армирование не требуется.

4. Проверим деформации стены в середине пролета:

$$\begin{aligned} \rho_{max} &\approx \frac{qL^3}{E_c I_g} \left(\frac{hL}{128} - \frac{L^2}{960} - \frac{h^2}{48} + \frac{h^3}{144L} \right) = \\ &= \frac{7,1 \text{ кН/м}^3 (2,44 \text{ м})^3}{2,15 \times 10^7 \text{ кН/м}^2 \left[1,0 \text{ м} \frac{(0,2 \text{ м})^3}{12} \right]} \times \\ &\times \left[\frac{2,1 \text{ м} \times 2,4 \text{ м}}{128} - \frac{(2,4 \text{ м})^2}{960} - \frac{(2,1 \text{ м})^2}{48} + \frac{(2,1 \text{ м})^3}{144 \times 2,4 \text{ м}} \right] = 0,02 \text{ см/м} ; \\ \rho_{all} &= \frac{L}{240} = \frac{2,4 \text{ м} \times 100 \text{ см/м}}{240} = 1,0 \text{ см/м} ; \end{aligned}$$

$$\rho_{max} \ll \rho_{all} - \text{ОК} .$$

Таким образом, достаточной является толщина бетонной стены, равная 0,2 м. Для избежания трещинообразования можно выполнить конструктивное армирование стены в виде одного стержня из арматуры профиля № 4 с шагом 2,4 м.

Пример 3.4. Расчет железобетонной фундаментной стены

Определить: достаточно ли армирование из одного вертикального стержня арматуры профиля № 5 с шагом 0,6 м по центру для сочетания нагрузок $1,2D + 1,6H + 1,6L$, если арматура удалена на 7,6 см от внешней стороны железобетонной стены ($d = 12,3 \text{ см}$).

Исходные данные: толщина стены $t = 0,2 \text{ м}$; высота стены $T = 3,0 \text{ м}$; удельный вес бетона $\gamma_b = 23,6 \text{ кН/м}^3$; прочность бетона на сжатие $f_c' = 21 \text{ МПа}$; прочность арматуры на растяжение $f_y = 415 \text{ МПа}$; высота засыпки $h = 2,4 \text{ м}$; грунт засыпки с удельным весом $\gamma_g = 9,4 \text{ кН/м}^3$.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Расчетные нагрузки: постоянная нагрузка $D = 10,9 \text{ кН/м}$; временная нагрузка $L = 14,5 \text{ кН/м}$; момент по верху стены $M_{top} = 0$. Предполагается, что сжимающая (растягивающая) нагрузка приложена посередине одной трети стены.

Решение.

1. Определим нагрузки:

– боковая нагрузка от грунта

$$H = \frac{1}{2} q l^2 = \frac{1}{2} 9,4 \text{ кН/м}^3 (2,4 \text{ м})^2 = 28,0 \text{ кН/м} ;$$

$$X = \frac{1}{3} l = \frac{1}{3} 2,4 \text{ м} = 0,8 \text{ м} ;$$

– для максимального сдвига в конце стены

$$\sum M_{top} = 0 ;$$
$$V_{bottom} = \frac{H(L-x)}{L} = \frac{28,0 \text{ кН/м} (3,1 \text{ м} - 0,8 \text{ м})}{3,1 \text{ м}} = 20,5 \text{ кН/м} ;$$

– максимальный момент и его плечо

$$X_{max} = \frac{q l - \sqrt{q^2 l^2 - 2 q V_{bottom}}}{q} =$$
$$= \frac{9,4 \text{ кН/м}^3 \times 2,4 \text{ м} - \sqrt{(9,4 \text{ кН/м}^3)^2 (2,4 \text{ м})^2 - 2 \times 9,4 \text{ кН/м}^3 \times 20,5 \text{ кН/м}}}{9,4 \text{ кН/м}^3} = 1,18 \text{ м}$$

(от основания стены);

$$M_{max} = \frac{-q l X_{max}^2}{2} + \frac{q X_{max}^3}{6} + V_{bottom} \times X_{max} =$$
$$= \frac{-9,4 \text{ кН/м}^3 \times 2,4 \text{ м} (1,18 \text{ м})^2}{2} + \frac{9,4 \text{ кН/м}^3 (1,18 \text{ м})^3}{6} + 20,5 \text{ кН/м} \times 1,18 \text{ м} = 10,8 \text{ кНм/м} .$$

2. Проверим несущую способность стены на сдвиг в предположении, что армирование против сдвига не требуется ($V_s = 0$):

– сдвигающая нагрузка

$$V_u = 1,6 V_{bottom} = 1,6 \times 20,5 \text{ кН/м} = 32,8 \text{ кН/м} ;$$

– сопротивление на сдвиг

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{0,85 \times 1}{6} \sqrt{21 \text{ МПа}} \times 0,13 \text{ м} \times 1,0 \text{ в} = 81,8 \text{ кН/м} .$$

Проверим условие $\phi V_n \geq V_u$:

$$81,8 \text{ кН/м} \gg 32,9 \text{ кН/м} - \text{ОК} .$$

Итак, сдвиг в данном случае не опасен.

3. Проверим несущую способность стены на изгиб:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{0,0001 \text{ м}^2 \times 415 \text{ МПа}}{0,85 \times 21 \text{ МПа} \times 1,0 \text{ м}} = 0,0024 \text{ м} ;$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \times 0,0001 \text{ м}^2 \times 415 \text{ МПа} \left(0,13 \text{ м} - \frac{0,0024 \text{ м}}{2} \right) = 15,0 \text{ кНм/м} ;$$

$$\phi P_n = 0 ;$$

$$M_u = 10,8 \text{ кНм/м} - \text{см. пункт 1} ;$$

$$\delta M_u = 1,04 \times 10,8 \text{ кНм/м} = 11,3 \text{ кНм/м} .$$

Как видно, при действующих нагрузках достаточно армирования из 1 стержня профиля № 5 с шагом 0,6 м.

4. Проверим деформации:

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= \left[-\frac{q(x-L+l)^5}{120} + \frac{ql^3x^3}{36L} + \frac{ql^5x}{120L} - \frac{ql^3Lx}{36} \right] \frac{1}{E_c I_g} = \\ &= \left[-\frac{9,4 \text{ кН/м}^3 (1,9 \text{ м} - 3,0 \text{ м} + 2,4 \text{ м})^5}{120} + \frac{9,4 \text{ кН/м}^3 (2,4 \text{ м})^3 (1,9 \text{ м})^3}{36 \times 3,0 \text{ м}} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{9,4 \text{ кН/м}^3 (2,4 \text{ м})^5 \times 1,9 \text{ м}}{120 \times 3,0 \text{ м}} - \frac{9,4 \text{ кН/м}^3 (2,4 \text{ м})^3 1,9 \text{ м}}{36} \right] \times \\ &\quad \times \frac{1}{21 \text{ МПа} \left[\frac{1,0 \text{ м} (2,4 \text{ м})^3}{12} \right]} = 0,06 \text{ см/м} ; \\ \rho &= \frac{L}{240} = \frac{3,0 \text{ м} \times 100 \text{ см/м}}{240} = 1,27 \text{ см/м} ; \\ \rho_{max} &\ll \rho_{all} - \text{ОК} . \end{aligned}$$

Таким образом, железобетонная стена толщиной 0,2 м с вертикальным армированием из 1 стержня профиля № 5 с шагом 0,6 м способна выдержать заданные нагрузки. Трещиностойкость фундаментной стены можно увеличить путем устройства горизонтального армирования. При этом по верху и в середине стены достаточно поместить по 1 стержню с профилем № 4.

Пример 3.5. Расчет железобетонной перемычки

Определить характеристики минимального армирования железобетонной перемычки.

Исходные данные: Перемычка шириной $t = 0,2 \text{ м}$ и высотой $h = 0,3 \text{ м}$ при пролете $l = 2,0 \text{ м}$; прочность бетона на сжатие $f'_c = 21 \text{ МПа}$; прочность арматуры на растяжение $f_y = 415 \text{ МПа}$.

Расчетные нагрузки: постоянная нагрузка $D = 3,6 \text{ кН/м}$; временная нагрузка $L = 10,7 \text{ кН/м}$.

Решение.

1. Определим характеристики армирование против изгиба:

$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq M_u ; \\ M_u &= \frac{wl^2}{12} = \frac{1,2 \times 3,6 \text{ кН/м} + 1,6 \times 10,7 \text{ кН/м}}{12} (2,0 \text{ м})^2 = 7,0 \text{ кНм} ; \\ \phi M_n &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) ; \\ d &= 0,30 \text{ м} - 0,04 \text{ м} - 0,01 \text{ м} = 0,26 \text{ м} ; \\ a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} . \end{aligned}$$

Для определения A_s положим $M_u = \phi M_n$:

$$\begin{aligned} M_u &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{1}{2} \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \right) ; \\ 7,0 \text{ кНм} &= 0,9 A_s 415 \text{ МПа} \left(0,26 \text{ м} - \frac{1}{2} \frac{A_s \times 415 \text{ МПа}}{0,85 \times 21 \text{ МПа}} \right) ; \\ -4380,4 A_s^2 + 95,8 A_s - 4380,4 &= 0 ; \\ A_{s, req} &= 0,000074 \text{ м}^2 . \end{aligned}$$

Принимаем армирование из 1 стержня профиля № 4 ($A_s = 0,00013 \text{ м}^2$).

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Проверим коэффициент армирования:

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{A_s}{bd} = \frac{0,00013 \text{ м}^2}{0,3 \text{ м} \times 0,2 \text{ м}} = 0,0025 ; \\ \rho_b &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{f_y + 600} \right) = \frac{0,85 \times 21 \text{ МПа}}{415 \text{ МПа}} \left(\frac{600}{415 \text{ МПа} + 600} \right) = 0,025 ; \\ \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,025 = 0,019 ; \\ \rho_{\min} &= 0,0012 ; \\ \rho_{\max} &\geq \rho \geq \rho_{\min} - \text{ОК} .\end{aligned}$$

2. Определим характеристики армирования против сдвига:

$$\begin{aligned}\phi V_n &\geq V_u ; \\ V_u &= \frac{wl}{2} = \frac{1,2 \times 3,6 \text{ кН/м} + 1,6 \times 10,7 \text{ кН/м}}{2} \times 2,0 \text{ м} = 21,3 \text{ кН} .\end{aligned}$$

Отношение пролета к высоте

$$\begin{aligned}\frac{l}{h} &= \frac{2,0 \text{ м}}{0,3 \text{ м}} = 6,5 > 5 ; \\ \phi V_n &= \phi V_c + 0 = \phi \frac{1}{6} \sqrt{21 \text{ МПа}} \times 0,3 \text{ м} \times 0,3 \text{ м} \times 1,0 \text{ м} = 33,7 \text{ кН} ; \\ V_u &\leq \frac{\phi V_c}{2} = \frac{33,7 \text{ кН}}{2} = 16,8 \text{ кН} < 21,3 \text{ кН} .\end{aligned}$$

Итак, по условиям сдвига требуется установка хомутов.

Требуемая площадь минимального армирования:

$$A_{v, \min} = \frac{1}{3} \frac{b_w s}{f_y} = \frac{1}{3} \frac{0,2 \text{ м} \frac{0,25 \times 1,0 \text{ м}}{2}}{415 \text{ МПа}} = 21,1 \text{ мм}^2 .$$

Принимаем хомуты из арматуры профиля № 3 с шагом 0,13 м на расстоянии 0,2 м от опор.

3. Проверим деформации:

– определим x для преобразованной области

$$\begin{aligned}h x \frac{x}{2} &= n A_s (d - x) ; \\ 0,5 \times 0,2 \text{ м} \times x^2 &= \frac{2,0 \times 10^8 \text{ кН/м}^2}{2,04 \times 10^7 \text{ кН/м}^2} \times 0,00013 \text{ м}^2 (0,3 \text{ м} - x) ; \\ 0,1 x^2 + 0,0012 x - 0,0003 &= 0 ; \\ x &= 0,05 \text{ м} ;\end{aligned}$$

– вычислим момент инерции и площадь «грязного» сечения

$$\begin{aligned}I_{cr} &= \frac{1}{3} h x^3 + n A_s (d - x)^2 = \frac{1}{3} 0,2 \text{ м} \times (0,05)^3 + \\ &+ 9,29 \times 0,000129 \text{ м}^2 (0,26 \text{ м} - 0,05 \text{ м})^2 = 0,00006 \text{ м}^4 ; \\ I_g &= \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 0,2 \text{ м} (0,3 \text{ м})^3 = 0,00048 \text{ м}^4 ;\end{aligned}$$

– определим прочность на разрыв

$$f_r = 0,625 \sqrt{f_c'} = 0,625 \sqrt{21 \text{ МПа}} = 2,8 \text{ МПа} ;$$

– определим разрушающий момент

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} = \frac{2,8 \text{ МПа} \times 0,00048 \text{ м}^4}{0,5 \text{ м} \times 0,3 \text{ м} \times 0,3 \text{ м}} = 29,3 \text{ кН} / \text{м} ;$$

– в связи с тем, что разрушающий момент M_{cr} больше действующего момента M_u , эффективный момент инерции $I_e = I_g$;

– вычислим деформации

$$\rho_{allow} = \frac{l}{240} = \frac{2,0 \text{ м}}{240} = 0,01 \text{ м} ;$$

$$\rho_{actual} = \frac{5 w l^4}{384 E_c I_e} ;$$

$$\rho_{i(LL)} = \frac{5 \times 10,7 \text{ кН} / \text{м} (2,0 \text{ м})^4}{384 \times 2,1 \times 10^7 \text{ кН} / \text{м} \times 0,00048 \text{ м}^4} = 0,0002 \text{ м} ;$$

$$\rho_{i(DL+20\%LL)} = \frac{5 (3,6 \text{ кН} / \text{м} + 0,20 \times 10,7 \text{ кН} / \text{м} + 23,7 \text{ кН} / \text{м}^3 \times 0,2 \text{ м} \times 0,3 \text{ м}) (2,0 \text{ м})^4}{384 \times 2,1 \times 10^7 \text{ кН} / \text{м} \times 0,00048 \text{ м}^4} =$$

$$= 0,0001 \text{ м} ;$$

$$\rho_{LT} = \rho_{i(LL)} + \lambda \rho_{i(DL+20\%LL)} = 0,0002 \text{ м} + 2 \times 0,0001 \text{ м} = 0,0004 \text{ м} ;$$

$$\rho_{LT} \ll \rho_{allow} - \text{ОК} .$$

Таким образом, для армирования железобетонной перемычки сечением $0,2 \times 0,3 \text{ м}$ и с пролетом $2,0 \text{ м}$ достаточно одного стержня арматуры профиля № 4.

Пример 3.6. Расчет фундаментной стены из кладки

Проверить фундаментную стену из кладки толщиной $0,3 \text{ м}$ и высотой $2,4 \text{ м}$ на действие сочетания нагрузок $D + H$.

Исходные данные: удельный вес материала стены $\gamma_m = 8,2 \text{ кН} / \text{м}^3$; удельный вес элементов кладки $\gamma_k = 18,9 \text{ кН} / \text{м}^3$; прочность кладки на сжатие $f'_m = 13,1 \text{ МПа}$, кладка выполняется на строительном растворе; грунт засыпки с удельным весом $w = 15,7 \text{ кН} / \text{м}^3$ и коэффициентом бокового давления $K_a = 0,3$.

Расчетные нагрузки: постоянная нагрузка $D = 13,1 \text{ кН} / \text{м}$; временная нагрузка $L = 18,9 \text{ кН} / \text{м}$; момент по верху $M_{top} = 0$. Предполагается, что сжимающая (растягивающая) нагрузка приложена посередине одной трети стены.

Решение.

1. Определим нагрузки:

– эквивалентная плотность жидкости для грунта засыпки

$$q_s = K_a w = 0,3 \times 15,7 \text{ кН} / \text{м}^3 = 4,7 \text{ кН} / \text{м}^3 ;$$

– боковая нагрузка от грунта

$$R = \frac{1}{2} q_s l^2 = \frac{1}{2} 4,7 \text{ кН} / \text{м}^3 (1,2 \text{ м})^2 = 3,5 \text{ кН} / \text{м} ;$$

$$x = \frac{1}{3} l = \frac{1}{3} 1,2 \text{ м} = 0,4 \text{ м} ;$$

– максимальный сдвиг имеет место в конце стены

$$\sum M_{top} = 0 ;$$

$$V_{bot} = \frac{q l^2}{2} - \frac{q l^3}{6 L} = \frac{4,7 \text{ кН} / \text{м}^3 (1,2 \text{ м})^2}{2} - \frac{4,7 \text{ кН} / \text{м}^3 (1,2 \text{ м})^3}{6 \times 2,4 \text{ м}} = 2,9 \text{ кН} / \text{м} ;$$

– максимальный момент и его плечо

$$x_m = \frac{q l - \sqrt{q^2 l^2 - 2 q V_{bot}}}{q} =$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$= \frac{4,7 \text{ кН/м}^3 \times 1,2 \text{ м} - \sqrt{(4,7 \text{ кН/м}^3)^2 (1,2 \text{ м})^2 - 2 \times 4,7 \text{ кН/м}^3 \times 2,9 \text{ кН/м}}}{4,7 \text{ кН/м}^3} = 0,72 \text{ м}$$

(от основания стены);

$$M_{\max} = \frac{-q l x_m^2}{2} + \frac{q x_m^3}{6} + V_{\text{bot}} x_m =$$

$$= -\frac{4,7 \text{ кН/м}^3 \times 1,2 \text{ м} (0,72 \text{ м})^2}{2} + \frac{4,7 \text{ кН/м}^3 (0,72 \text{ м})^3}{6} + 2,9 \text{ кН/м} \times 0,72 \text{ м} = 0,9 \text{ кНм/м} .$$

2. Проверим несущую способность стены на сдвиг:

$$\frac{M}{V d} = \frac{0,9 \text{ кНм/м}}{2,9 \text{ кН/м} \times 0,2 \text{ м}} = 1,27 > 1$$

$$F_v = \begin{cases} 0,125 \sqrt{13,1 \text{ МПа}} \times 1,0 \text{ м} = 452,4 \text{ кН/м}^2, \\ 827,4 \text{ кН/м}^2, \\ 255,1 \text{ кН/м}^2 + 0,3 \frac{13,1 \text{ кН/м} + 8,2 \text{ кН/м} (2,4 \text{ м} - 0,7 \text{ м})}{0,07 \text{ м}^2} = 372,1 \text{ кН/м}^2; \end{cases}$$

$$F_v = 372,1 \text{ кН/м}^2 ;$$

$$f_v = \frac{3}{2} \frac{V}{A_n} = \frac{3}{2} \frac{2,9 \text{ кН/м}}{2 \text{ лицевые стороны} \times 0,035 \text{ м}} = 62,7 \text{ кН/м}^2 .$$

Сдвигающая нагрузка воспринимается двумя лицевыми сторонами, так как стена является не армированной и без трещин. Тогда

$$f_v < F_v - \text{ОК}$$

3. Проверим несущую способность стены на сжатие:

$$A_n = l \times 2b = 1,0 \text{ м} \times 2 \times 0,035 \text{ м} = 0,07 \text{ м}^2 ;$$

$$I = \frac{1}{12} b h^3 + A d^2 =$$

$$= 2 \left[\frac{1}{12} \times 1,0 \text{ м} (0,035 \text{ м})^3 + 1,0 \text{ м} \times 0,035 \text{ м} \left(\frac{0,244 \text{ м}}{2} - \frac{0,035 \text{ м}}{2} \right)^2 \right] = 0,0008 \text{ м}^4 ;$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_n}} = \sqrt{\frac{0,0008 \text{ м}^4}{0,07 \text{ м}^2}} = 0,11 \text{ м} ;$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{0,0008 \text{ м}^4}{\frac{1}{2} 0,244 \text{ м}} = 0,006 \text{ м}^3 ;$$

$$\frac{h}{r} = \frac{2,4 \text{ м}}{0,11 \text{ м}} = 23,2 < 99 ;$$

$$F_a = 0,25 f_m' \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] = 0,25 \times 13,1 \text{ МПа} \left[1 - \left(\frac{2,4 \text{ м}}{140 \times 0,11 \text{ м}} \right)^2 \right] = 3,2 \text{ МПа} ;$$

$$P_{\max} = F_a A_n = 3,2 \text{ МПа} \times 0,07 \text{ м}^2 = 222,5 \text{ кН/м} ;$$

$$P = 13,1 \text{ кН/м (при } D + H) ;$$

$$13,1 \text{ кН/м} < 222,5 \text{ кН/м} - \text{ОК} .$$

Проверим продольную устойчивость стены:

$$E_m = 900 f_m' = 900 \times 13,1 \text{ кН/м} = 1,2 \times 10^7 \text{ кН/м} ;$$

$$e_k = \frac{S}{A_n} = \frac{0,006 \text{ м}^3}{0,07 \text{ м}^2} = 0,09 \text{ м (эксцентриситет ядра сечения)} ;$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$P_c = \frac{\pi^2 E_m I}{h^2} \left(1 - 0,577 \frac{e}{r} \right)^3 =$$

$$= \frac{\pi^2 \times 1,2 \times 10^7 \text{ кН/м} \times 0,0008 \text{ м}^4}{(2,4 \text{ м})^2} \left(1 - 0,577 \frac{0,09 \text{ м}}{0,11 \text{ м}} \right)^3 = 1,9 \text{ МН/м} ;$$

$$P \leq 0,25 P_e - \text{ОК} .$$

4. Проверим несущую способность стены на сжатие с изгибом:

$$M = 0,9 \text{ кНм/м} ;$$

$$P = 13,1 \text{ кН/м} ;$$

$$\text{Мнимый эксцентриситет } e = \frac{M}{P} = \frac{0,9 \text{ кНм/м}}{13,1 \text{ кН/м}} = 0,07 \text{ м} ;$$

$$\text{Эксцентриситет ядра сечения } e_k = \frac{S}{A_n} = \frac{0,006 \text{ м}^3}{0,07 \text{ м}^2} = 0,09 \text{ м} ;$$

$e < e_k$ – можно считать, что сечение не имеет трещин ;

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I}{h^2} \left(1 - 0,577 \frac{e}{r} \right)^3 =$$

$$= \frac{\pi^2 \times 900 \times 13,1 \text{ МН/м}^2 \times 0,0008 \text{ м}^4}{(2,4 \text{ м})^2} \left(1 - 0,577 \frac{0,09 \text{ м}}{0,11 \text{ м}} \right)^3 = 1,9 \text{ МН/м} ;$$

$$P \leq 0,25 \times 1,9 \text{ МН/м} = 0,5 \text{ МН/м} - \text{ОК} ;$$

$$f_a = \frac{P}{A_n} = \frac{13,1 \text{ кН/м}}{0,07 \text{ м}^2} = 187,3 \text{ кН/м}^2 ;$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{13,1 \text{ кН/м} \times 0,09 \text{ м} \frac{0,72 \text{ м}}{2,4 \text{ м}} + 0,9 \text{ кНм/м}}{0,006 \text{ м}^3} = 198,4 \text{ кН/м}^2 ;$$

$$F_a = 3,2 \text{ МН/м}^2 \text{ для } \frac{h}{r} \leq 99 ;$$

$$F_b = 0,33 f_m' = 0,33 \times 13,1 \text{ МН/м}^2 = 4,3 \text{ МН/м}^2 ;$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 ;$$

$$\frac{0,2 \text{ МН/м}^2}{3,2 \text{ МН/м}^2} + \frac{0,2 \text{ МН/м}^2}{4,3 \text{ МН/м}^2} = 0,01 \leq 1 - \text{ОК} .$$

5. Проверим несущую способность стены из пустотелых незаполненных раствором блоков на растяжение:

$$F_t = 172,4 \text{ кПа} ;$$

$$f_t = \frac{-P}{A_n} + \frac{M}{S} = \frac{3,4 \text{ кН/м}}{0,07 \text{ м}^2} + \frac{1,3 \text{ кНм/м}}{0,006 \text{ м}^3} = 11,1 \text{ кПа} ;$$

$$f_t < F_t - \text{ОК} .$$

Таким образом, рассматриваемая стенка из кладки способна выдержать действующие нагрузки. Рекомендуется устроить горизонтальное конструктивное армирование с шагом 0,6 м для избежания трещинообразования при осадках.

Пример 3.7. Расчет фундаментной стены из армированной кладки

Проверить: достаточно ли армирование из 1 вертикального стержня профиля № 5 с шагом по центру 0,6 м для фундаментной стены из армированной кладки высотой 2,4 м при высоте засыпки 2,1 м для сочетания нагрузок $D + H$.

Исходные данные: удельный вес элементов кладки $\gamma_k = 18,9 \text{ кН/м}^3$; удельный вес материала стены $\gamma_m = 8,2 \text{ кН/м}^3$; прочность кладки на сжатие $f_m' = 13,8 \text{ МПа}$, кладка выполняется на строительном растворе; грунт засыпки с удельным весом $w = 15,7 \text{ кН/м}^3$ и коэффициентом бокового давления $K_a = 0,45$; кладка частично заполнена раствором.

Расчетные нагрузки: постоянная нагрузка $D = 13,1 \text{ кН/м}$; временная нагрузка $L = 18,9 \text{ кН/м}$; момент по верху $M_{top} = 0$. Предполагается, что сжимающая (растягивающая) нагрузка приложена посередине одной трети стены.

Решение.

1. Определим действующие нагрузки:

– эквивалентная плотность жидкости для грунта засыпки

$$q_s = K_a w = 0,45 \times 15,7 \text{ кН/м}^3 = 7,1 \text{ кН/м}^3 ;$$

– боковая нагрузка от грунта

$$R = \frac{1}{2} q_s l^2 = \frac{1}{2} 7,1 \text{ кН/м}^3 (2,1 \text{ м})^2 = 16,1 \text{ кН/м} ;$$

$$X = \frac{1}{3} l = \frac{1}{3} 2,1 \text{ м} = 0,7 \text{ м} ;$$

– максимальный сдвиг происходит в конце стены

$$\sum M_{top} = 0 ;$$

$$V_{bot} = \frac{q_s l^2}{2} + \frac{q_s l^3}{6L} = \frac{7,1 \text{ кН/м}^3 (2,1 \text{ м})^2}{2} + \frac{7,1 \text{ кН/м}^3 (2,1 \text{ м})^3}{6 \times 2,4 \text{ м}} = 11,4 \text{ кН/м} ;$$

– максимальный момент и его плечо относительно низа стены

$$x_m = \frac{q_s l - \sqrt{q_s^2 l^2 - 2 q_s V_{bot}}}{q} = \frac{7,1 \text{ кН/м}^3 \times 2,1 \text{ м} - \sqrt{(7,1 \text{ кН/м}^3)^2 (2,1 \text{ м})^2 - 2 \times 7,1 \text{ кН/м}^3 \times 11,4 \text{ кН/м}}}{7,1 \text{ кН/м}^3} = 1,0 \text{ м} ;$$

$$M_{max} = \frac{-q_s l x_m}{2} + \frac{q_s x_m^3}{6} + V_{bot} x_m = -\frac{7,1 \text{ кН/м}^3 \times 2,1 \text{ м} \times 1,0 \text{ м}}{2} + \frac{7,1 \text{ кН/м}^3 \times (1,0 \text{ м})^3}{6} + 11,4 \text{ кН/м} \times 1,0 \text{ м} = 5,0 \text{ кНм/м} .$$

2. Проверим несущую способность стены на поперечный сдвиг:

$$\frac{M}{V d} = \frac{5,0 \text{ кНм/м}}{11,4 \text{ кН/м} \times 0,24 \text{ м}} = 1,8 > 1 ;$$

$$F_v = \frac{1}{12} \sqrt{f_m'} \leq 344,8 \text{ кН/м}^2 ;$$

$$\frac{1}{12} \sqrt{13,8 \text{ МПа}} = 309,5 \text{ кН/м}^2 < 344,8 \text{ кН/м}^2 ;$$

$$A_e = A_{faces} + A_{core} =$$

$$= (0,61 \text{ м} - 0,21 \text{ м}) \times 2 \times 0,04 \text{ м} + (0,03 \text{ м} + 0,04 \text{ м} + 0,15 \text{ м}) \times 0,24 \text{ м} = 0,08 \text{ м}^2 ;$$

$$f_v = \frac{V}{b d} = \frac{V}{A_e} = \frac{11,4 \text{ кН/м} \times 0,6 \text{ м}}{0,08 \text{ м}^2} = 87,1 \text{ кН/м}^2 ;$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$f_v < F_v - \text{ОК}.$$

Результаты расчетов показывают, что обе поверхности слоя раствора сжаты.

3. Проверим несущую способность стены на продольный сдвиг. Так как фундаментная стена воспринимает боковые нагрузки за счет бокового давления и трения грунта, то проверку на продольный сдвиг можно не выполнять.

4. Проверим несущую способность стены на сжатие:

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} b h^3 + A d^2 = \\ &= \frac{1}{12} 0,21 \text{ м} (0,24 \text{ м} - 2 \times 0,03 \text{ м}) + \\ &+ 2 \left[\frac{1}{12} 0,61 \text{ м} (0,03 \text{ м})^3 + 0,61 \text{ м} \times 0,03 \text{ м} \left(\frac{0,24 \text{ м}}{2} - \frac{0,03 \text{ м}}{2} \right)^2 \right] = 0,0005 \text{ м}^4 ; \\ r &= \sqrt{\frac{I}{A_e}} = \sqrt{\frac{0,0005 \text{ м}^4}{0,08 \text{ м}^2}} = 0,08 \text{ м} ; \\ \frac{h}{r} &= \frac{2,4 \text{ м}}{0,08 \text{ м}} = 32 < 99 ; \\ F_a &= 0,25 f_m' \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] = \\ &= 0,25 \times 13,8 \text{ МПа} \left[1 - \left(\frac{2,4 \text{ м}}{140 \times 0,08 \text{ м}} \right)^2 \right] = 3,3 \text{ МПа} ; \\ P_{\max} &= F_a A_e = 3,3 \text{ МПа} \times 0,08 \text{ м}^2 = 260,8 \text{ кН/м} ; \\ P &= 13,1 \text{ кН/м} ; \\ 13,1 \text{ кН/м} &< 260,8 \text{ кН/м} - \text{ОК} . \end{aligned}$$

5. Проверим несущую способность стены на сжатие с изгибом:

$$\begin{aligned} M &= 5,0 \text{ кНм/м} ; \\ P &= 13,1 \text{ кН/м} ; \\ \text{Мнимый эксцентриситет } e &= \frac{M}{P} = \frac{5,0 \text{ кНм/м}}{13,1 \text{ кН/м}} = 0,38 \text{ м} ; \\ \text{Эксцентриситет ядра сечения } e_k &= \frac{S}{A_e} = \frac{0,0005 \text{ м}^3 / 0,5 \times 0,24 \text{ м}}{0,08 \text{ м}^2} = 0,08 \text{ м} ; \\ e > e_k &- \text{можно считать, что в сечении имеются трещины} ; \\ f_a &= \frac{P}{A_e} = \frac{13,1 \text{ кН/м} \times 0,6 \text{ м}}{0,08 \text{ м}^2} = 0,1 \text{ МПа} ; \\ f_b &= \frac{M}{S} = \frac{5,0 \text{ кНм/м}}{0,0035 \text{ м}^3} = 4,6 \text{ МПа} ; \\ f_b &> f_a . \end{aligned}$$

С учетом наличия трещин:

$$\begin{aligned} F_a &= 0,25 f_m' \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] = \\ &= 0,25 \times 13,8 \text{ МПа} \left[1 - \left(\frac{2,4 \text{ м}}{140 \times 0,08 \text{ м}} \right)^2 \right] = 3,3 \text{ МПа} ; \end{aligned}$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$F_b = 0,33 f_m' = 0,33 \times 13,8 \text{ МПа} = 4,6 \text{ МПа} ;$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 ;$$

$$\frac{0,1 \text{ МПа}}{3,3 \text{ МПа}} + \frac{0,4 \text{ МПа}}{4,6 \text{ МПа}} = 0,12 \leq 1 - \text{ОК} .$$

6. Площадь минимального армирования

$$A_{s, req} = \frac{M}{F_s d} = \frac{5,0 \text{ кНм/м}}{165,5 \text{ МПа} \times 0,5 \times 0,24 \text{ м}} = 0,0002 \text{ м}^2/\text{м} .$$

Площадь минимального вертикального армирования

$$A_{s, min} = 0,0013 bt = 0,0013 \times 1,0 \text{ м} \times 0,24 \text{ м} = 0,0003 \text{ м}^2/\text{м} .$$

Для арматуры с профилем № 5 и шагом 0,6 м $A_s = 0,0002 \text{ м}^2 (1,0 \text{ м}/0,3 \text{ м}) = 0,0003 \text{ м}^2$.

$$A_{s, act} > A_{s, req} - \text{ОК} .$$

Площадь минимального горизонтального армирования

$$A_{v, hor} = 0,0007 bt = 0,0007 \times 1,0 \text{ м} \times 0,24 \text{ м} = 0,00017 \text{ м}^2/\text{м} .$$

Итак, следует использовать армирование из сеток с шагом 0,6 м или из одиночных стержней с профилем № 5 через 1,2 м ($A_s = 0,00017 \text{ м}^2/\text{м}$).

7. Проверим несущую способность стены на растяжение

$$M_t = A_s d F_s = 0,00033 \text{ м}^2 \times 0,5 \times 0,24 \text{ м} \times 165,5 \text{ МПа} \times 12 = 79,6 \text{ кНм/м} ;$$

$$M = 5,0 \text{ кНм/м} \times 12 = 60,4 \text{ кНм/м} ;$$

$$M < M_t - \text{ОК} .$$

Таким образом, армирование из 1 вертикального стержня профиля № 5 с шагом 0,6 м достаточно. Кроме того, рекомендуется устроить горизонтальное конструктивное армирование из сеток через 0,6 м (через каждые три курса блоков).

Глава 4. Расчет и конструирование деревянных конструкций

4.1. Деревянные конструкции жилых домов

Деревянные конструкции применяются в стенах, перекрытиях этажей и крышах каркасных жилых домов США. Эти конструкции воспринимают горизонтальные и вертикальные нагрузки, приложенные выше уровня грунта, и передают их на фундаменты. Кроме того, деревянные конструкции жилых домов помогают фундаментам сопротивляться боковым нагрузкам от грунта с помощью связей между перекрытиями первого этажа и фундаментами. Схема основных конструктивных элементов и связей для деревянного дома каркасной конструкции приведена на рис. 4.1.



Рис. 4.1. Конструктивные элементы и связи каркасного деревянного дома

Надземные системы конструктивных элементов жилых каркасных домов в целом весьма сложны для анализа. На практике в США обычно выполняется упрощенный анализ отдельных составляющих элементов систем. К таким элементам относятся:

- изгибаемые элементы (балки);
- сжатые элементы (стойки);
- элементы, работающие на изгиб со сжатием (растяжением);
- обшивки (или диафрагмы);
- связи.

Основным методом проектирования деревянных конструкций по нормам США долгое время являлся метод допускаемых напряжений. Метод проектирования по предельным состояниям разрешалось применять только в качестве альтернативного метода. В действующих американских нормах NDS-2005 предписано рассчитывать деревянные элементы по методу предельных состояний, но при этом допускается использование метода допускаемых напряжений. Оба этих метода применительно к деревянным конструкциям изложены в руководстве ASD/LRFD (2006).

Нагрузки, приложенные к деревянным конструкциям, в США должны вычисляться в соответствии с требованиями норм ASCE 7-05. Некоторые рекомендации по определению нагрузок и учету их сочетаний приведены в главе 2.

При проектировании в США рекомендуется рассматривать возможность использования новых деревянных конструкций, уже нашедших применение в жилищном строительстве. Эти конструкции не считаются заменой для обычных деревянных конструкций, и их требуется тщательно верифицировать в соответствии с требованиями действующих норм.

4.2. Основные свойства пиломатериалов

Древесина является естественным материалом, прочностные характеристики которого зависят от целого ряда факторов. Для древесины характерна различная прочность в зависимости от направления действия нагрузок относительно ориентации волокон древесины. Волокна создаются годичными слоями (кольцами) дерева, и они определяют свойства древесины по трем направлениям: тангенциальному, радиальному и продольному.

Тангенциальное направление близко или совпадает с плоскостью, касательной к поверхности годичных колец дерева. Радиальное направление близко или совпадает с плоскостью радиуса годичных колец дерева.

Деревья обычно распиливаются в продольном направлении, и поэтому древесные волокна параллельны длине пиломатериалов. Свойства отдельных элементов меняются по ширине и толщине в зависимости от того, как осуществлялась распиловка бревна (в тангенциальном или радиальном направлении).

Порода древесины. Для изготовления пиломатериалов используются деревья различных пород. На выбор породы древесины влияют экономические возможности заказчика, местные особенности и требуемая прочность. Выделяются твердые и мягкие породы. Древесина твердых пород получается из лиственных деревьев (например, из дуба), а древесина мягких пород – из хвойных деревьев (с листьями в виде иголок).

Большинство пиломатериалов изготавливается из древесины мягких пород, так как для хвойных деревьев характерен быстрый рост, повсеместное присутствие и легкость обработки (распиловки, пробивания и др.). В жилищном строительстве разных стран мира наибольшее употребление нашли пиломатериалы из сосны, ели и лиственницы. Породы древесины иногда подразделяются на группы, в пределах которых породы имеют близкие свойства и подчиняются одинаковым правилам аттестации.

Размеры пиломатериалов. Деревянные элементы характеризуются номинальными размерами сечений (например, 5×10 см), но их истинные измерения всегда оказываются несколько меньшими. Эти различия вызваны необходимостью обстругивания пиломатериалов, во время которого выравниваются поверхности элементов. Разница между номинальными и реальными размерами достигает 0,5 – 2,0 см. Например, элемент с размерами 5×10 см фактически имеет размеры $3,8 \times 8,9$ см, элемент 5×25 см – $3,8 \times 23,5$ см, элемент $2,5 \times 10$ см – $1,9 \times 8,9$ см. Некоторые сведения о номинальных и реальных размерах элементов и их других геометрических характеристиках в соответствии с нормами NDS-2005 приведены в табл. 4.1.

Таблица 4.1

Геометрические характеристики деревянных элементов

При проектировании жилых домов в США рассматриваются номинальные размеры элементов, но при расчете конструкций или разработке рабочих чертежей учитываются реальные размеры пиломатериалов.

Номинальные размеры сечения $b \times d$ см			Реальные размеры сечения после стандартного остругивания $b \times d$ см			Площадь сечения A см ²	Статический момент инерции сечения S_{xx} см ³	Момент инерции сечения I_{xx} см ⁴	Статический момент инерции сечения S_{yy} см ³	Момент инерции сечения I_{yy} см ⁴
2,5	×	7,5	1,9	×	6,4	12,1	12,8	40,6	3,8	3,7
2,5	×	10,0	1,9	×	8,9	16,9	25,1	111,5	5,4	5,1
2,5	×	15,0	1,9	×	14,0	26,6	62,0	432,8	8,4	8,0
2,5	×	20,0	1,9	×	18,4	35,1	107,7	991,4	11,1	10,6
2,5	×	25,0	1,9	×	23,5	44,8	175,3	2058,9	14,2	13,5
2,5	×	30,0	1,9	×	28,6	54,4	259,2	3704,0	17,3	16,5
5,0	×	7,5	3,8	×	6,4	24,2	25,6	81,3	15,4	29,3
5,0	×	10,0	3,8	×	8,9	33,9	50,2	223,1	21,5	41,0
5,0	×	12,5	3,8	×	11,4	43,5	83,0	474,1	27,7	52,7
5,0	×	15,0	3,8	×	14,0	53,2	123,9	865,6	33,8	64,4
5,0	×	20,0	3,8	×	18,4	70,2	215,3	1982,7	44,6	84,9
5,0	×	25,0	3,8	×	23,5	89,5	350,5	4117,8	56,8	108,3
5,0	×	30,0	3,8	×	28,6	108,9	518,5	7408,0	69,1	131,7
5,0	×	35,5	3,8	×	33,7	128,2	719,2	12103,0	81,4	155,1
7,5	×	10,0	6,4	×	8,9	56,5	83,6	371,8	59,7	189,7
7,5	×	12,5	6,4	×	11,4	72,6	138,3	790,2	76,8	243,9
7,5	×	15,0	6,4	×	14,0	88,7	206,5	1442,7	93,9	298,1
7,5	×	20,0	6,4	×	18,4	116,9	358,9	3304,5	123,8	392,9
7,5	×	25,0	6,4	×	23,5	149,2	584,2	6863,1	157,9	501,3
7,5	×	30,0	6,4	×	28,6	181,5	864,2	12346,7	192,0	609,7
7,5	×	35,5	6,4	×	33,7	213,7	1198,7	20171,6	226,2	718,1
7,5	×	40,5	6,4	×	38,7	246,0	1587,9	30754,1	260,3	826,5
10,0	×	10,0	8,9	×	8,9	79,0	117,1	520,5	117,1	520,5
10,0	×	12,5	8,9	×	11,4	101,6	193,6	1106,3	150,6	669,2
10,0	×	15,0	8,9	×	14,0	124,2	289,2	2019,8	184,0	817,9
10,0	×	20,0	8,9	×	18,4	163,7	502,5	4626,3	242,6	1078,2
10,0	×	25,5	8,9	×	23,5	208,9	817,9	9608,3	309,5	1375,6
10,0	×	30,5	8,9	×	28,6	254,0	1209,8	17285,4	376,4	1673,1
10,0	×	35,5	8,9	×	33,7	299,2	1678,2	28240,3	443,3	1970,5
10,0	×	40,5	8,9	×	38,7	344,4	2223,1	43055,8	510,2	2267,9
12,5	×	12,5	11,4	×	11,4	130,6	248,9	1422,3	248,9	1422,3

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

В нормах NDS-2005 приведена классификация пород древесины, а также даны номинальные размеры элементов. Типовыми являются следующие пиломатериалы:

- доски толщиной до 5 см;
- бруски шириной более 5 см и толщиной 5 – 10 см;
- балки и ригели толщиной более 12,5 см и с шириной, по крайней мере, на 5 см больше, чем толщина;
- стойки и распорки толщиной более 12,5 см и с шириной, не превышающей толщину более чем на 5 см;
- панели толщиной 5 – 10 см, нагружаемые по «слабой» оси при изгибе.

Сорт пиломатериалов. Пиломатериалы в США сортируются в соответствии со стандартными процедурами, во время которых оценивается влияние естественных дефектов (например, сучков, трещин, узлов и изгибов волокон и др.) на конструктивные свойства элементов. Дефекты уменьшают прочность элементов по отношению к «идеальному» волокнистому элементу без каких-либо естественных дефектов. Сортировка большинства пиломатериалов выполняется визуально, хотя могут также привлекаться данные механических измерений или неразрушающих испытаний.

Обычно пиломатериалы сортируются на заводах-изготовителях в соответствии с общепринятыми правилами аттестации. По нормам NDS-2005 типовым в порядке уменьшения прочности является сорт – отборный конструктивный, № 1, № 2 и № 3. При проектировании рекомендуется консультироваться с поставщиками пиломатериалов или подрядчиками относительно сортов пиломатериалов.

Прочность пиломатериалов устанавливается с учетом результатов неразрушающих испытаний образцов. Деревянный элемент помечается соответствующей печатью, показывающей допустимое напряжение при изгибе F_b и модуль упругости E . Такой метод аттестации дает более точные характеристики пиломатериалов, чем визуальная оценка.

Влажность. Свойства древесины и размеры пиломатериалов зависят от влажности. Живая древесина содержит значительное количество свободной и связанной воды. Свободная вода содержится между ячейками (клетками) древесины, и эта вода должна удаляться при сушке. Потеря свободной воды не затрагивает объема и конструктивных характеристик древесины. Связанная вода содержится в клетках древесины, и она превалирует при влажности менее 30%. Потеря связанной воды приводит к уменьшению объема (усушке) и изменениям прочности древесины. Считается, что наибольшей прочностью обладает древесина при 10%-ом влажности.

Во время распиловки древесина, как правило, имеет влажность более 30%, и поэтому пиломатериалы должны высушиваться для достижения равновесной влажности около 10%. Надлежащая сушка и правильное хранение позволяет избежать усушки пиломатериалов и их деформирования. Рекомендуется использовать, как минимум, «поверхностно сухие» пиломатериалы с влажностью не более 19%. В случаях, когда усушка является критическим фактором, может потребоваться сушка пиломатериалов в печи до достижения максимальной влажности 15%. Характеристики прочности пиломатериалов в нормах NDS-2005 соответствуют влажности 19%.

Долговечность. Влажность является основным фактором, влияющим на долговечность пиломатериалов. Грибки, которые питаются клетками древесины, выживают только при благоприятных для них тепловлажностных условиях. Гниение древесины обычно начинается при влажности более 20%. Защита пиломатериалов от проникновения влаги осуществляется при помощи следующих мер:

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

- ограничение условий применения (например, только во внутренних помещениях, без контакта с грунтом и др.);
- использование погодных барьеров (например, обшивок, кровель, строительных упаковок, гидроизоляции и др.);
- применение защитных покрытий (например, нанесение лакокрасочных и водоотталкивающих слоев и пр.);
- устройство карнизов и водостоков крыш;
- применение консервантов и др.

В жилых домах США конструктивные деревянные элементы защищены различными внешними погодными барьерами (например, кровлей и обшивкой). Непродуманность узлов может привести к проникновению влаги с последующим гниением. Проблемы могут возникнуть также из-за некачественной гидроизоляции. Деревянные элементы, находящиеся в контакте с грунтом, должны защищаться путем обработки консервантами (например, пропиткой арсенатом хрома под давлением).

Иногда древесину разрушают паразитирующие насекомые (например, термиты, муравьи, жуки-древоточцы и др.). Для борьбы с ними должна выполняться специальная химическая обработка грунтов основания, а также должны устанавливаться соответствующие физические барьеры (например, противотермитные щиты).

4.3. Деревянные строительные панели

Исторически для устройства крыш, пола и обшивки стен использовались обычные доски. В последние десятилетия в США и других странах стали применяться деревянные строительные панели. Такие панели экономичнее, эффективнее и прочнее, чем традиционные дощатые обшивки.

Деревянные строительные панели изготавливаются из фанеры или древесно-стружечных плит с ориентированной плоской щепой. Фанера представляет собой несколько слоев деревянного шпона, склеенных под высоким давлением в условиях повышенной температуры. Каждый слой шпона помещается так, чтобы его волокна были перпендикулярны к волокнам предыдущего слоя. Внешние слои обычно ориентируются вдоль наибольших измерений панелей, и поэтому фанерные панели наиболее прочны на изгиб по длинному направлению. Число слоев шпона в фанере не превышает 3 – 5.

Древесно-стружечные плиты с ориентированной плоской щепой также склеиваются в условиях высоких температур и давлений, но с использованием водостойких смол. Прямоугольные узкие щепки толщиной 0,5 – 0,7 мм и длиной до 140 мм укладываются несколькими слоями (обычно 3 слоя). При этом щепки в наружных слоях плиты размещаются вдоль «сильной» оси, а во внутренних слоях – вдоль «слабой» оси плиты. Эти плиты обладают такой же прочностью, как и фанера, и они применяются в аналогичных условиях.

Деревянные строительные панели, как правило, имеют размеры 1,2 × 2,4 м. Фанера для панелей в зависимости от качества слоев, используемых на лицевых сторонах, подразделяется на следующие классы:

- класс А – фанера высшего качества, используемая при изготовлении мебели;
- класс В – высококачественная фанера, применяемая для изготовления мебели с исправленными дефектами;
- класс С – фанера, предназначенная для внешнего использования;

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

- класс *D* – низкокачественная фанера для внутреннего использования в условиях защиты от воздействия погодных факторов.

Материал деревянных строительных панелей связан экологически безвредным клеем, а поэтому прочность панелей в значительной мере зависит от их влажности. В зависимости от подверженности влиянию природных факторов строительные панели подразделяются на следующие типы:

- внешние панели – для применения в условиях с постоянным воздействием погодных факторов или влажности;
- панели класса № 1 – для применения в условиях временного погодного воздействия, например, при строительстве;
- панели класса № 2 – для применения в условиях высокой влажности или сырости, но защищенные во время строительства;
- внутренние панели – для применения только во внутренних помещениях.

Размеры деревянных строительных панелей зависят от шага балок или стоек, применяемых при устройстве крыш, перекрытий или стен.

4.4. Нормативные характеристики прочности пиломатериалов

В нормах NDS-2005 приведены характеристики прочности пиломатериалов на изгиб, растяжение и сдвиг параллельно волокнам, а также на сжатие перпендикулярно и параллельно волокнам. Эти нормативные значения получены путем обработки данных многолетних полномасштабных испытаний, в основном, образцов пиломатериалов с деревообрабатывающих заводов США и Канады.

Нормы NDS-2005 также содержат сведения о характеристиках прочности древесины хвойных пород, произрастающих на северо-западе восточной Европы, в зависимости от визуально назначенного сорта и размеров пиломатериалов (табл. 4.2).

Таблица 4.2

Характеристики прочности пиломатериалов различных пород и сортов по нормам NDS-2005

Сорт дре- весины	Ширина пилома- териалов	Характеристики прочности, МПа						
		На изгиб F_b	На растя- жение па- раллель- но волок- нам F_t	На сдвиг парал- лельно волокам F_v	На сжа- тие пер- пендику- лярно во- локнам $F_{c\perp}$	На сжа- тие па- раллель- но волок- нам F_c	E	E_{min}
Лиственница европейская								
Отборный конструк- тивный	> 5 см	13,1	5,9	1,3	3,0	9,7	12400	4500
№ 1		9,7	4,3	1,3	3,0	8,6	11700	4200
№ 2		7,8	3,4	1,3	3,0	8,6	11000	3900
№ 3		4,4	2,1	1,3	3,0	4,8	9600	3500

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Ель европейская (Эстония и Литва)								
Отборный конструк- тивный	> 5 см	8,3	3,8	1,0	3,0	8,3	10300	3700
№ 1		5,5	2,6	1,0	3,0	7,2	9600	3500
№ 2		4,8	2,1	1,0	3,0	6,4	8200	3000
№ 3		2,8	1,2	1,0	3,0	3,6	7500	2700
Ель европейская (Финляндия)								
Отборный конструк- тивный	> 5 см	9,3	4,1	0,9	1,5	8,3	10300	3700
№ 1		5,7	2,6	0,9	1,5	6,9	9600	3500
№ 2		4,3	2,1	0,9	1,5	6,0	8200	3000
№ 3		2,6	1,2	0,9	1,5	3,4	7500	2700
Сосна обыкновенная (Эстония и Литва)								
Отборный конструк- тивный	> 5 см	7,6	3,4	0,9	3,0	7,9	10300	3700
№ 1		5,2	2,4	0,9	3,0	6,9	9600	3200
№ 2		4,5	2,1	0,9	3,0	6,2	7500	2700
№ 3		2,6	1,2	0,9	3,0	3,6	6800	2500
Сосна обыкновенная (Финляндия)								
Отборный конструк- тивный	> 5 см	9,0	4,1	1,0	1,4	8,3	10300	3700
№ 1		6,6	2,9	1,0	1,4	7,6	9600	3500
№ 2		6,4	2,9	1,0	1,4	7,6	8900	3200
№ 3		3,6	1,7	1,0	1,4	4,3	8200	3000

4.5. Расчетные характеристики прочности пиломатериалов

Нормативные характеристики прочности, определенные по рекомендациям подраздела 4.4, справедливы только для стандартных условий. При определении расчетных характеристик прочности в США принято вводить коэффициенты, учитывающие отличия расчетных условий от стандартных условий. В табл. 4.3 приведены рекомендации норм NDS-2005 по назначению регулирующих коэффициентов для различных характеристик прочности пиломатериала по методам допускаемых напряжений (МДН) и предельных состояний (МПС).

Таблица 4.3

Регулирующие коэффициенты для пиломатериалов по методу допускаемых напряжений (МДН) и методу предельных состояний (МПС)

	Только МДН	МДН и МПС										Только МПС		
	Коэффициент продолжительности нагрузки	Коэффициент влажности	Коэффициент температуры	Коэффициент устойчивости балок	Коэффициент размера	Коэффициент плоскости	Коэффициент врезки	Коэффициент повторности элементов	Коэффициент устойчивости колонн	Коэффициент продольной устойчивости	Коэффициент опирания	Коэффициент формата	Коэффициент сопротивления	Коэффициент времени
$F_b' = F_b \times$	C_D	C_M	C_t	C_L	C_F	C_{Fu}	C_i	C_r	—	—	—	K_F	ϕ_b	λ
$F_v' = F_v \times$	C_D	C_M	C_t	—	—	—	C_i	—	—	—	—	K_F	ϕ_v	λ
$F_t' = F_t \times$	C_D	C_M	C_t	—	C_F	—	C_i	—	—	—	—	K_F	ϕ_t	λ
$F_c' = F_c \times$	C_D	C_M	C_t	—	C_F	—	C_i	—	C_p	—	—	K_F	ϕ_c	λ
$F_{c\perp}' = F_{c\perp} \times$	—	C_M	C_t	—	—	—	C_i	—	—	—	C_b	K_F	ϕ_c	λ
$E' = E \times$	—	C_M	C_t	—	—	—	C_i	—	—	—	—	—	—	—
$E_{min}' = E_{min} \times$	—	C_M	C_t	—	—	—	C_i	—	—	C_T	—	K_F	ϕ_s	—

В табл. 4.3 обозначено:

- C_D – коэффициент продолжительности нагрузки (только при проектировании по МДН, при условии, что продолжительность нагрузки отличается от «нормальной» продолжительности, равной 10 годам);
- C_M – коэффициент влажности (если влажности древесины в течение длительного времени превышает стандартное значение 19 %);
- C_t – коэффициент температуры (если температура превышает 38°C в течение длительного времени; не применяется для элементов в условиях более высоких, но неравномерных температур, например, в конструкциях крыш);
- C_L – коэффициент устойчивости балок (для изгибаемых элементов, не имеющих непрерывной боковой поддержки сжатых слоев);
- C_F – коэффициент размера (для элементов, отличающихся по размерам от стандартных образцов);

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

- C_{fu} – коэффициент плоскости (если пиломатериал толщиной 5 – 10 см изгибается в направлении «слабой» оси);
- C_i – коэффициент врезок (для конструктивных пиломатериалов с врезками для увеличения глубины проникновения консервантов);
- C_r – коэффициент повторности (только для изгибаемых элементов);
- C_P – коэффициент устойчивости колонн (при наличии боковой поддержки сжатых элементов);
- C_T – коэффициент продольной устойчивости (только для пиломатериалов с размерами 5 × 10 см в несущих поясах деревянных ферм, испытывающих изгиб с осевым сжатием);
- C_b – коэффициент опирания (для опорных элементов с размерами не менее 15 см);
- K_F – коэффициент формата (при проектировании по МПС для калибровки результатов, полученных ранее по МДН);
- φ_b, t, v, c, s – коэффициенты сопротивления (при проектировании по МПС для привязки к результатам, полученным ранее по МДН);
- λ – коэффициент времени (при проектировании по МПС для учета продолжительности).

Ниже кратко обсуждаются вопросы определения регулирующих коэффициентов, применяемых при проектировании деревянных конструкций жилых домов по нормам США. Более подробная информация относительно регулирующих коэффициентов приведена в нормах NDS-2005 и комментариях к этим нормам.

Коэффициент продолжительности нагрузки C_D . Прочность пиломатериалов зависит как от интенсивности нагрузок, так и от их продолжительности (или истории нагружения). Благодаря своему составу древесина лучше сопротивляется кратковременным нагрузкам (например, временным кратковременным или ударным нагрузкам), чем долговременным (постоянным и временным длительным нагрузкам). При ударных воздействиях древесина может выдержать большие напряжения, чем при нагрузках «нормальной» продолжительности.

При проектировании по МДН при учете нагрузок с длительностью, отличающейся от стандартной продолжительности 10 лет, необходимо применять коэффициенты C_D , принимаемые по рекомендациям табл. 4.4.

Таблица 4.4

Коэффициенты продолжительности нагрузки C_D в зависимости от ее типа и длительности, учитываемые по МДН

Тип нагрузки	Длительность нагрузки	Коэффициент C_D
Постоянная	Срок службы сооружения	0,9
Временная	10 лет	1,0
Снеговая	2 месяца	1,15
Временные нагрузки при строительстве	7 дней	1,25
Ветровая и сейсмическая	10 мин	1,6
Ударная	1 сек	2,0

При рассмотрении сочетаний нагрузок коэффициент C_D определяется для нагрузки самой малой продолжительности, и далее он применяется ко всему сочетанию нагрузок. Например, для сочетания постоянной, снеговой и ветровой нагрузок коэффициент продолжительности нагрузки $C_D = 1,6$.

Коэффициент влажности C_M . Характеристики несущей способности пиломатериалов по нормам NDS-2005 получены в предположении о не превышении влажности древесины значения 19%. В условиях нестандартной температуры и повышенной относительной влажности воздуха влажность древесины может превысить 19%, и это приведет к снижению, как прочности элементов, так и их долговечности. При превышении влажности древесины 19% в течение длительного времени нормы NDS-2005 рекомендуют принимать коэффициент C_M по табл. 4.5.

Таблица 4.5

Коэффициенты влажности C_M в зависимости от вида характеристики прочности

F_b	F_t	F_v	$F_{c\perp}$	F_c	E и E_{min}
0,85*	1,0	0,97	0,67	0,8**	0,9

Примечания: * при $F_b \times C_F \leq 7,9$ МПа коэффициент $C_M = 1,0$; ** при $F_b \times C_F \leq 5,2$ МПа коэффициент $C_M = 1,0$.

Коэффициент температуры C_t . Нормы NDS-2005 рекомендуют принимать коэффициент C_t по табл. 4.6.

Таблица 4.6

Коэффициенты температуры C_t в зависимости от условий эксплуатации и температуры воздуха

Характеристика прочности	Условия эксплуатации	Температура воздуха		
		$T \leq 38^\circ C$	$38^\circ C < T \leq 52^\circ C$	$52^\circ C < T \leq 65^\circ C$
F_t, E, E_{min}	Влажные или сухие	1,0	0,9	0,9
F_b, F_v, F_c и $F_{c\perp}$	Сухие	1,0	0,8	0,7
	Влажные	1,0	0,7	0,5

Коэффициент устойчивости балок C_L . Характеристики прочности на изгиб по нормам NDS-2005 применяются для расчета изгибаемых элементов без учета боковых скручивающих деформаций. Большинство изгибаемых элементов, применяемых в жилищном строительстве, имеют продольную поддержку сжатых слоев различными обшивками. Коэффициенты C_L необходимо учитывать только при отсутствии такой боковой поддержки. Нормы NDS-2005 рекомендуют определять коэффициент C_L по следующей формуле:

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$C_L = \frac{1 + F_{bE}/F_b^*}{1,9} - \sqrt{\left(\frac{1 + F_{bE}/F_b^*}{1,9}\right)^2 - \frac{F_{bE}/F_b^*}{0,95}}, \quad (4.1)$$

где F_b^* – расчетная характеристика прочности на изгиб, полученная путем умножения нормативной характеристики F_b прочности на изгиб на регулирующие коэффициенты по табл. 4.3, за исключением коэффициентов C_{fu} и C_L , а для характеристики прочности F_{bE} справедлива зависимость

$$F_{bE} = 1,20 E_{min}' / R_b^2, \quad (4.2)$$

где E_{min}' – модифицированный модуль упругости древесины, используемый в расчетах устойчивости балок и колонн (см. табл. 4.3); R_b – гибкость элемента при продольном изгибе.

Коэффициент размера C_F . Характеристики прочности в табл. 5.2 получены на основе данных испытаний элементов шириной 5 и 10 см. Размеры элементов влияют на их прочность из-за связи вероятности распределения естественных дефектов с размерами. Коэффициенты C_F применяются в тех случаях, когда пиломатериалы имеют толщину 5 – 10 см, или когда прямоугольные изгибаемые элементы толщиной 12,5 см имеют высоту сечения, превышающую 30 см. Для пиломатериалов толщиной 5 – 10 см коэффициенты C_F следует принимать по табл. 4.7.

Таблица 4.7

Коэффициенты размера C_F в зависимости от сорта древесины и номинальных размеров пиломатериалов

Сорт древесины Ширина пиломатериала, см		F_b		F_t	F_c
		Толщина пиломатериала, см			
		5,0 – 7,5	10		
Отборный конструктив- ный, № 1, № 2 и № 3	5,0; 7,5; 10,0	1,5	1,5	1,5	1,15
	12,5	1,4	1,4	1,4	1,1
	15	1,3	1,3	1,3	1,1
	20	1,2	1,3	1,2	1,05
	25	1,1	1,2	1,1	1
	30	1	1,1	1	1
	35,0 и шире	0,9	1	0,9	0,9

Коэффициенты C_F для пиломатериалов с высотой сечения $d > 30$ см в соответствии с нормами NDS-2005 определяются по формуле

$$C_F = \left(\frac{12}{d}\right)^{1/9}. \quad (4.3)$$

Коэффициент плоскости C_{fu} . Характеристики прочности в табл. 5.2 получены на основе данных испытаний элементов на изгиб при приложении нагрузки по узкой стороне. При изгибе пиломатериала в направлении «слабой» оси (по широкой стороне) необходимо учитывать коэффициент C_{fu} , определяемый по табл. 4.8.

Таблица 4.8

Коэффициенты плоскости C_f в зависимости от размеров пиломатериалов

Ширина, см	Толщина, см	
	5,0 и 7,5	10
5,0 и 7,5	1,0	—
10,0	1,1	1,0
12,5	1,1	1,05
15,0	1,15	1,05
20,0	1,15	1,05
25,0 и шире	1,2	1,1

Коэффициент врезки C_i . При наличии врезок для пропитки древесины консервантами нормы NDS-2005 рекомендуют принимать коэффициент C_i по табл. 4.9.

Таблица 4.9

Коэффициенты врезки C_i в зависимости от характеристики прочности

Характеристика прочности	Коэффициент C_i
F_b	0,80
F_c	0,80
E	0,95

Коэффициент повторности C_r . Если три или более параллельных элементов с шагом максимум 60 см связаны между собой обшивкой, то они составляют конструктивную систему с большей несущей способностью на изгиб, чем сумма таковых для элементов, работающих по отдельности. В нормах NDS-2005 приведены характеристики прочности для отдельных элементов, и при этом допускается увеличение характеристик прочности для учета повторности элементов. Рекомендации по назначению коэффициентов повторности приведены в табл. 4.10.

Таблица 4.10

Коэффициент повторности C_r для элементов из пиломатериалов

Применение	Коэффициент C_r	Источник
Для трех или более элементов, с шагом не более 60 см, с обшивкой, распределяющей нагрузку (например, крыши, полы и т.д.)	1,15	NDS-2005

Примечание: Элементы из пиломатериалов должны быть параллельными друг другу, сплошными (без стыков), одинаковой породы и сорта древесины. Размеры сечений элементов должны быть одинаковыми и находиться в диапазоне $5 \times 10 \text{ см} \div 5 \times 30 \text{ см}$.

Коэффициент устойчивости колонн C_P . Характеристики прочности на сжатие в нормах NDS-2005 получены в предположении, что сжатые элементы имеют непрерывную поддержку по всей длине, предотвращающую боковые смещения по «слабым» и «сильным» осям. Коэффициенты C_P учитывают возможности деформации колонн из-за отсутствия такой поддержки. Для прямоугольных или других несимметричных колонн коэффициенты C_P должны определяться как для «слабой», так и «сильной» осей. В общем случае коэффициенты C_P учитывают условия закрепления концов колонн, эффективные длины элементов и поперечные размеры, влияющие на гибкость элементов. Коэффициенты C_P учитываются только при определении сжимающих напряжений F_c (см. табл. 4.3).

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Нормы NDS-2005 при проектировании по МДН и МПС рекомендуют определять коэффициент C_P по следующей формуле:

$$C_P = \frac{1 + F_{cE}/F_c^*}{2c} - \sqrt{\left(\frac{1 + F_{cE}/F_c^*}{2c}\right)^2 - \frac{F_{cE}/F_c^*}{c}}, \quad (4.4)$$

где

F_c^* – расчетная характеристика прочности на сжатие, полученная путем умножения F_c на регулирующие коэффициенты в табл. 4.3, за исключением коэффициента C_P ;

$$F_{cE} = 0,822 E_{min}' / (l_e/d)^2, \quad (4.5)$$

где E_{min}' – модифицированный модуль упругости древесины (см. табл. 4.3);

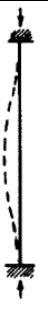
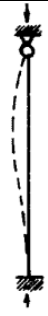
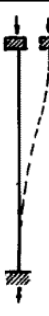
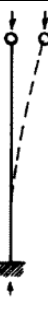
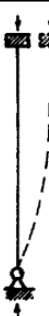
l_e – эффективная длина элемента;

$$l_e = K_e \times l,$$

K_e – коэффициент потери устойчивости, принимаемый по табл. 4.11;

Таблица 4.11

Коэффициент потери устойчивости K_e для стоек

Вид потери устойчивости						
Теоретическое значение K_e	0,5	0,7	1	1	2	2
Рекомендуемое расчетное значение K_e	0,65	0,8	1,2	1	2,1	2,4
Условия закрепления концов стоек		Несмещаемая заделка				
		Фиксированный шарнир				
		Смещаемая заделка				
		Свободный конец				

l – действительная элемента;

d – высота сечения элемента;

$c = 0,8$ – для пиломатериала (0,85 – для круглых столбов, 0,9 – для составных стоек).

Коэффициент опирания C_b . Нормы NDS-2005 рекомендуют принимать коэффициент C_b по следующей формуле:

$$C_b = \frac{l_b + 0,0095}{l_b}, \quad (4.6)$$

где l_b – размер опирания, измеряемый параллельно волокнам.

Коэффициент формата K_F . В стандарте ASTM D5457-93 предлагается определять коэффициент K_F по формуле

$$K_F = \frac{2,16}{\phi_s}, \quad (4.7)$$

где ϕ_s – коэффициент сопротивления.

Коэффициенты сопротивления $\phi_{b, t, v, c, s}$. В стандарте ASTM D5457-93 эти коэффициенты предложено принимать в зависимости от характеристики прочности по рекомендациям табл. 4.12.

Таблица 4.12

Коэффициенты сопротивления $\phi_{b, t, v, c, s}$ в зависимости от характеристики прочности

Характеристика прочности	Коэффициент сопротивления	Значение
F_b	ϕ_b	0,85
F_t	ϕ_t	0,80
F_v	ϕ_v	0,75
$F_c, F_{c\perp}$	ϕ_c	0,90
E_{min}	ϕ_s	0,85

Коэффициент времени λ . По МПС продолжительность действия нагрузки учитывается иначе, чем по МДН. Коэффициент λ откалиброван по основной нагрузке в сочетаниях, и он считается равным 1 при длительности нагрузки 10 мин (в отличие от 10 лет для МДН). Для временных кратковременных нагрузок $\lambda = 1$, для временных долговременных – $\lambda = 0,8$, а для постоянных – $\lambda = 0,6$. Рекомендации норм NDS-2005 по назначению коэффициента λ приведены в табл. 4.13.

Таблица 4.13

Коэффициенты времени λ в зависимости от сочетаний нагрузок

Сочетания нагрузок	λ
1,4 ($D + F$)	0,6
1,2 ($D + F$) + 1,6 H + 0,5 (L_r или S)	0,6
1,2 ($D + F$) + 1,6 ($L + H$) + 0,5 (L_r или S)	0,7 при нагрузке L от складирования грузов 0,8 при нагрузке L от людей 1,25 при нагрузке L от падения грузов и др.
1,2 D + 1,6 (L_r или S) + L или 0,8 W	0,8
1,2 D + 1,6 W + 0,5 (L_r или S)	1,0
1,2 D + 1,0 W + L + 0,2 S	1,0
0,9 D + 1,6 W + 1,6 H	1,0
0,9 D + 1,0 W + 1,6 H	1,0

В табл. 4.10 обозначено: D – постоянная нагрузка; L – временная нагрузка на перекрытия этажей; L_r – временная нагрузка на крышу при строительстве / обслуживании / ремонте; W – ветровая нагрузка; S – снеговая нагрузка на крышу; F – нагрузка от наводнения; H – нагрузка от бокового давления грунта.

4.6. Несущая способность и деформации деревянных элементов

Несущая способность на изгиб по МДН в соответствии с нормами NDS-2005 проверяется по условию:

$$f_b \leq F_b' , \quad (4.8)$$

где f_b – напряжение при изгибе от внешних нагрузок, определяемое по формуле

$$f_b = \frac{M}{W} ; \quad (4.9)$$

W – момент сопротивления сечения элемента, определяемый по табл. П1 в приложении;

M – максимальный изгибающий момент в элементе, определяемый по табл. П2 в приложении;

F_b' – расчетная характеристика прочности на изгиб, найденная с учетом регулирующих коэффициентов, учитывающих отличия расчетных условий от стандартных условий (см. табл. 4.3).

Диаметры отверстий в изгибаемом элементе не должны превышать 1/3 высоты элемента, и при этом отверстия должны располагаться по его оси. Увеличение несущей способности на изгиб достигается путем увеличения высоты элемента, уменьшения пролета (или шага опор), а также путем выбора пиломатериалов с более высокой прочностью. При проектировании также следует рассматривать возможности использования других деревянных элементов или альтернативных материалов.

Несущая способность деревянных элементов на сдвиг по МДН в соответствии с нормами NDS-2005 проверяется по условию:

$$f_v \leq F_v' , \quad (4.10)$$

где f_v – напряжение при сдвиге от внешних нагрузок, определяемое по формуле;

$$f_v = \frac{3V}{2A} , \quad (4.11)$$

A – площадь сечения элемента, определяемая по табл. П1 в приложении;

F_v' – расчетная характеристика прочности на сдвиг параллельно волокнам, найденная с учетом регулирующих коэффициентов, учитывающих отличия расчетных условий от стандартных условий (см. табл. 4.3).

Сдвигающая сила V вычисляется с учетом всех компонентов внешних нагрузок (сосредоточенных и равномерно распределенных), действующих перпендикулярно поверхности элемента. Увеличение несущей способности на сдвиг достигается путем увеличения высоты или ширины элемента, уменьшения пролета или шага элементов, а также путем выбора пиломатериалов с большей прочностью.

Несущая способность деревянных элементов на растяжение по МДН в соответствии с нормами NDS-2005 проверяется по условию:

$$f_t \leq F_t' , \quad (4.12)$$

где f_t – напряжение при растяжении от внешних нагрузок, определяемое по формуле

$$f_t = \frac{P}{A} ; \quad (4.13)$$

F_t' – расчетная характеристика прочности на растяжение параллельно волокнам, найденная с учетом регулирующих коэффициентов, учитывающих отличия расчетных условий от стандартных условий (см. табл. 4.3).

Осевая сила P вычисляется с учетом всех компонентов внешних нагрузок, действующих параллельно поверхности элемента. Увеличение несущей способности на растяжение достигается путем увеличения высоты или ширины элемента, а также путем выбора пиломатериалов с большей прочностью.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

териалов с большей прочностью. Растяжению подвергаются, например, поперечные связи или нижние пояса ферм крыш, а также другие элементы конструкции деревянного дома при действии ветрового подъема.

Несущая способность деревянных элементов на сжатие по МДН в соответствии с нормами NDS-2005 проверяется по условию:

$$f_c \leq F_c' , \quad (4.14)$$

где f_c – напряжение при сжатии от внешних нагрузок, определяемое по формуле

$$f_c = \frac{P}{A} ; \quad (4.15)$$

F_c' – расчетная характеристика прочности на сжатие параллельно волокнам, найденная с учетом регулирующих коэффициентов, учитывающих отличия расчетных условий от стандартных условий (см. табл. 4.3).

При проектировании элементов, работающих только на осевые нагрузки (например, колонн), необходимо учитывать способность элементов противостоять осевым сжимающим нагрузкам без потери продольной устойчивости или разрушения при сжатии.

Повышение несущей способности на сжатие достигается увеличением размеров сечения элемента, уменьшением его длины, обеспечением дополнительной боковой поддержки, а также выбором породы и сорта пиломатериала с большими характеристиками прочности.

Несущая способность деревянных элементов на смятие по МДН в соответствии с нормами NDS-2005 проверяется по условию:

$$f_{c\perp} \leq F_{c\perp}' , \quad (4.16)$$

где $f_{c\perp}$ – напряжение при сжатии от внешних нагрузок перпендикулярно волокнам, определяемое по формуле

$$f_{c\perp} = \frac{P}{A_b} , \quad (4.17)$$

A_b – площадь смятия элемента;

$F_{c\perp}'$ – расчетная характеристика прочности на сжатие перпендикулярно волокнам, найденная с учетом регулирующих коэффициентов, учитывающих отличия расчетных условий от стандартных условий (см. табл. 4.3).

Несущая способность прямоугольных деревянных элементов на сжатие с изгибом по МДН в соответствии с нормами NDS-2005 проверяется по условию:

$$\left(\frac{f_c}{F_c'} \right)^2 + \frac{f_{b1}}{F_{b1}' \left(1 - \frac{f_c}{F_{cE1}} \right)} + \frac{f_{b2}}{F_{b2}' \left[1 - \frac{f_c}{F_{cE2}} - \left(\frac{f_{b1}}{F_{bE}} \right)^2 \right]} \leq 1,0 , \quad (4.18)$$

где

$$f_c < F_{cE1} = 0,822 \frac{E_{min}'}{(l_{e1}/d_1)^2}, \quad (4.19)$$

$$f_c < F_{cE2} = 0,822 \frac{E_{min}'}{(l_{e2}/d_2)^2}, \quad (4.20)$$

$$f_{b1} < F_{bE} = 1,2 \frac{E_{min}'}{(R_b)^2}, \quad (4.21)$$

$$R_b = \sqrt{\frac{l_e d}{(b)^2}}, \quad (4.22)$$

f_{b1} – напряжение при изгибе от внешних нагрузок, приложенных к узкой стороне прямоугольного деревянного элемента;

f_{b2} – напряжение при изгибе от внешних нагрузок, приложенных к широкой стороне прямоугольного деревянного элемента;

d_1 – высота сечения прямоугольного деревянного элемента;

d_2 – ширина сечения прямоугольного деревянного элемента;

Модифицированный модуль упругости древесины E_{min}' , эффективные длины элемента l_{e1} и l_{e2} должны определяться по рекомендациям пункта 4.5 [см. пояснения к формуле (4.5)].

Расчетные характеристики прочности на сжатие и изгиб F_c' , F_{b1}' и F_{b2}' следует находить с учетом регулирующих коэффициентов, учитывающих отличия расчетных условий от стандартных условий (см. табл. 4.3).

Сжатие с изгибом испытывают, например, стойки каркаса стен и некоторые связи крыш. Несущая способность на сжатие с изгибом не всегда может быть повышена путем выбора пиломатериалов более высокого сорта, так как здесь определяющим видом разрушения бывает потеря продольной устойчивости.

Деформации (прогибы) Δ деревянных элементов в общем случае определяются по формуле:

$$\Delta \approx f \left(\frac{\text{нагрузка и пролет}}{EI} \right), \quad (4.23)$$

где EI – жесткость сечения элемента (E – модуль упругости материала элемента, принимаемый по рекомендациям табл. 4.3; I – момент инерции сечения элемента, определяемый по рекомендациям табл. П1 в приложении).

Формулы для определения максимальных прогибов однопролетных деревянных балок приведены в табл. П2 (см. приложение). Для балки с пролетом L при равномерно распределенной нагрузке w формула (4.23), например, приобретает вид

$$\Delta = \frac{5 w l^4}{384 EI}. \quad (4.24)$$

Деформации Δ в общем случае не должны превышать допускаемых деформаций Δ_{allow} ,

$$\Delta \leq \Delta_{allow} = \frac{l}{120-600}. \quad (4.25)$$

При превышении допускаемых деформаций требуется увеличение высоты сечения элемента, уменьшение пролета или шага элементов, а также назначение сорта древесины с более высоким модулем упругости. В табл. 4.14 приведены некоторые дополнительные данные о допускаемых пределах деформаций для деревянных элементов жилых домов США.

Таблица 4.14

Допускаемые пределы деформаций деревянных элементов

Элементы	Предел деформации Δ_{allow}	Нагрузка
Стропила без прикрепленных конструкций отделки	$l/180$	L_r или S
Стропила с прикрепленными конструкциями отделки и фермами	$l/240$	L_r или S
Потолочные балки с прикрепленной отделкой	$l/240$	L_{attic}
Балки крыши	$l/240$	L_r или S
Стены	$l/180$	W или E
Перекрытия	$l/240$	$(L_r \text{ или } S) \text{ или } L$
Перекрытия пола	$l/360$	L
Балки перекрытия пола	$l/360$	L

Для учета влияния системных эффектов на жесткость конструкций в нормах США рекомендуется умножать деформации, найденные для отдельных элементов (например, стоек или балок), на регулирующие коэффициенты деформаций, учитывающие системные эффекты (табл. 4.15).

Таблица 4.15

Регулирующие коэффициенты деформаций для учета системных эффектов

Конструкция	Регулирующий коэффициент деформаций
Легкие деревянные рамные конструкции пола с балками сечением 5×20 см, покрытием толщиной 2 см и стандартным крепежом	0,85 – для равномерно распределенной нагрузки 0,40 – для сосредоточенной нагрузки
Легкие деревянные рамные конструкции пола, как указано выше, но из клееной древесины и на гвоздевых соединениях	0,75 – для равномерно распределенной нагрузки 0,35 – для сосредоточенной нагрузки
Легкие деревянные рамные конструкции стен со стойками 5×10 см или 5×15 см и обшивкой из дерева толщиной минимум 1 см с одной стороны и из гипсовых плит толщиной 1,25 см с другой стороны; все облицовки – при стандартном крепеже ³	0,7 – для сечения 5×10 см 0,8 – для сечения 5×15 см

Вибрации пола. При ограничении вибраций пола учитываются следующие эмпирические правила:

- для балок перекрытий пола с пролетом $l < 4,6$ м должен обеспечиваться предел деформаций, равный $l/360$;
- для балок перекрытий пола с пролетом $l \geq 4,6$ м наибольшие деформации не должны превышать 1,25 см;
- для деревянных двутавровых балок с пролетом $l \geq 4,6$ м предел деформаций ограничивается значением $l/480$.

В расчетах деформаций с учетом приведенных эмпирических правил должна учитываться только временная нагрузка 1,9 кПа. Для увеличения прочности и жесткости пола до-

полнительно следует применять клеевые и механические крепления обшивки пола к балкам перекрытий.

Характеристики усушки. Усушка древесины зависит от уровня начальной влажности пиломатериалов при строительстве относительно уровня равновесного влажности для режима эксплуатации, а также от объема пиломатериалов. Начальная влажность, в свою очередь, зависит от методов сушки, режимов хранения и погодных условий при строительстве. Пиломатериал с влажностью менее 15% практически не подвержен существенной усушке. Относительно приемлемой с точки зрения прочности является однородная усушка.

Характеристики усушки обычной хвойной древесины могут быть оценены по следующей формуле из норм ASTM D1990:

$$d_2 = d_1 \left(\frac{1 - \frac{a - 0,2 M_2}{100}}{1 - \frac{a - 0,2 M_1}{100}} \right), \quad (4.26)$$

где d_1 – размер элемента при влажности M_1 ; d_2 – размер элемента при влажности M_2 ; коэффициенты a равны 6,0 и 5,1 для ширины и толщины элемента, соответственно.

4.7. Деревянные перекрытия

Цели устройства перекрытий:

- восприятие постоянных и временных вертикальных нагрузок;
- сопротивление горизонтальным ветровым и сейсмическим нагрузкам, и передача этих нагрузок на стены;
- выравнивание поверхностей;
- шумоизоляция, устранение чрезмерных вибраций и т.д.;
- устройство теплового барьера на пути к нежилым помещениям (например, подвальным);
- обеспечение одно- или двухчасовой защиты от огня.

Деревянные перекрытия обычно представляют собой горизонтальную конструктивную систему, составленную из следующих элементов (рис. 4.2):

- балки;
- обшивка («черный» пол).

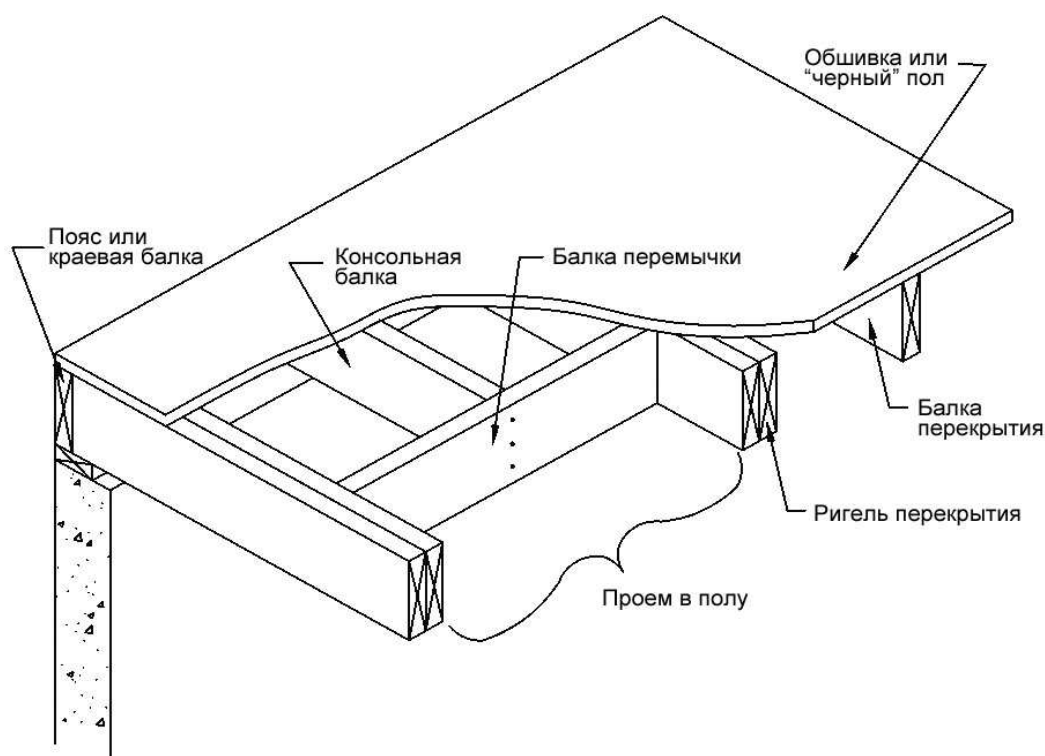


Рис. 4.2. Элементы конструктивной системы перекрытия

Балки деревянных перекрытий в США традиционно устраиваются из пиломатериалов, но могут применяться деревянные фермы и двутавровые балки. Балки являются горизонтальными элементами, поддерживающими обшивку и передающими постоянные и временные нагрузки пола на стены или колонны.

Обшивка («черный» пол) – горизонтальный конструктивный элемент, обычно из фанеры или древесно-стружечных плит, непосредственно воспринимающий нагрузки и распределяющий их по перекрытию. Обшивка также обеспечивает боковую поддержку балкам перекрытия.

Перекрытие в целом воспринимает также горизонтальные нагрузки на дом, вызванные ветром и сейсмическими колебаниями основания, и, таким образом, представляет собой горизонтальную диафрагму.

Сочетания нагрузок при расчете элементов пола должны приниматься по табл. 2.1 из главы 2. Для типовой конструкции перекрытия пола определяющим является сочетание нагрузок $D + L$. Для балок с более сложными условиями нагружения (например, для консольных балок чердачного перекрытия) необходимо рассматривать следующие сочетания нагрузок:

- $D + L$;
- $D + L + 0,3 (L_r \text{ или } S)$;
- $D + (L_r \text{ или } S) + 0,3L$.

Балки. В строительных нормах США имеются таблицы, регламентирующие максимальные допускаемые пролеты для балок различных конструкций, размеров, шагов и др. Для экономии материалов и уменьшения трудоемкости изготовления могут составляться специальные таблицы пролетов с использованием расчетных методов, приведенных ниже.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Выбор породы и сорта пиломатериалов для балок тесно связан с экономическими соображениями. К обычным породам древесины относятся ель, пихта и сосна. Типовые размеры для деревянных балок – 5×20 см и 5×25 см, хотя находят применение и балки с размерами 5×30 см.

Балки в перекрытиях жилых каркасных домов могут быть также следующими (рис. 4.3):

- из составных пиломатериалов;
- в виде стальных двутавровых балок;
- из специальных деревянных балок;
- из изготовленных на месте балок;
- из металлических пластин, соединенных деревянными фермами.

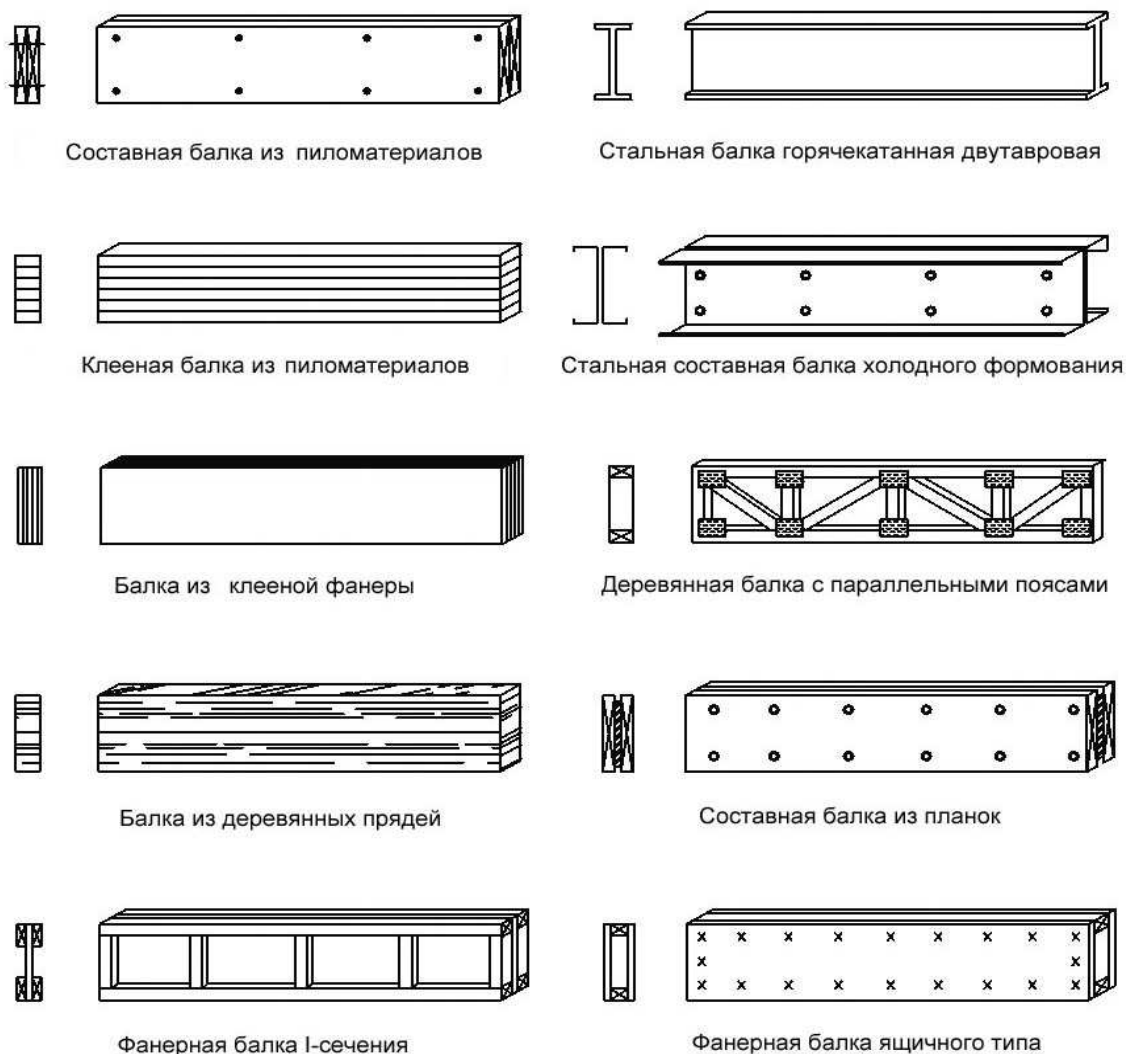


Рис. 4.3. Балки перекрытий

Составные балки изготавливаются путем соединения в единое целое двух или более пиломатериалов. В связи с тем, что нагрузка распределяется между пиломатериалами (или элементами составных балок), составные балки в состоянии сопротивляться более высоким на-

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

грузкам, чем одиночные элементы тех же размеров. Составная балка может сопротивляться еще более высоким нагрузкам, если стыковые соединения расположены в районе опор. При проектировании балок необходимо учитывать следующие обстоятельства:

- коэффициент повторности элементов C_T применяется к балкам, если они состоят из двух или более элементов;
- коэффициент устойчивости балки C_L для балок, поддерживающих обрешетку пола, можно считать равным 1.

Обшивка пола. В качестве типовой обшивки в США обычно применяются строительные панели с размерами $1,2 \times 2,4$ м при толщине 1,6 или 1,9 см из фанеры или древесно-стружечных плит со шпунтованными краями, прикрепленные гвоздями к балкам.

Гвозди должны забиваться, как минимум, через 15 см на краях и через 30 см на промежуточных опорах. В табл. 4.16 приведены рекомендации по назначению размеров гвоздей в зависимости от толщины обшивки.

Таблица 4.16

Крепление обшивки пола к конструктивным элементам

Толщина	Размер и тип крепежа
СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПАНЕЛИ ПО ОБРЕШЕТКЕ	
1,2 см и менее	Гвозди марки 6d
1,5 – 2,5 см	Гвозди марки 8d
2,9 – 3,2 см	Гвозди марок 10d или 8d (забитые под углом)
СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПАНЕЛИ ПО ЧЕРНОМУ ПОЛУ И ОБРЕШЕТКЕ	
1,9 см и менее	Гвозди марок 8d или 6d (забитые под углом 45°)
2,2 – 2,5 см	Гвозди марки 8d
2,9 – 3,2 см	Гвозди марок 10d или 8d (забитые под углом 45°)

В качестве обшивки пола могут также применяться доски с размерами $2,5 \times 15,0$ см или $2,5 \times 20,0$ см, уложенные на балки перекрытия пола плашмя и по диагонали.

4.8. Деревянные стены

Стены жилых домов выполняют следующие функции:

- сопротивление постоянным, временным, снеговым, ветровым, сейсмическим и другим нагрузкам;
- создание поверхности для крепления отделки стен, а также обеспечение проемов для дверей и окон;
- создание теплового барьера и защита от неблагоприятных погодных условий;
- обеспечение установки электрического и механического оборудования (если требуется) и доступа к нему;
- обеспечение одно- или двухчасового барьера для огня (если стены отделяют индивидуальные квартиры в многосемейных домах).

Стены являются вертикальными конструктивными системами, воспринимающими нагрузки от крыш и вышележащих этажей, и передающими их на фундаменты. Они также сопротивляются боковым нагрузкам от ветра, землетрясений. Типовая деревянная стена состоит из следующих элементов (рис. 4.4):

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

- стойки, в том числе, укороченные (неполной высоты);
- верхние и нижние пластины;
- перемычки;
- несущая обшивка;
- диагональные раскосы (при отсутствии несущей обшивки).

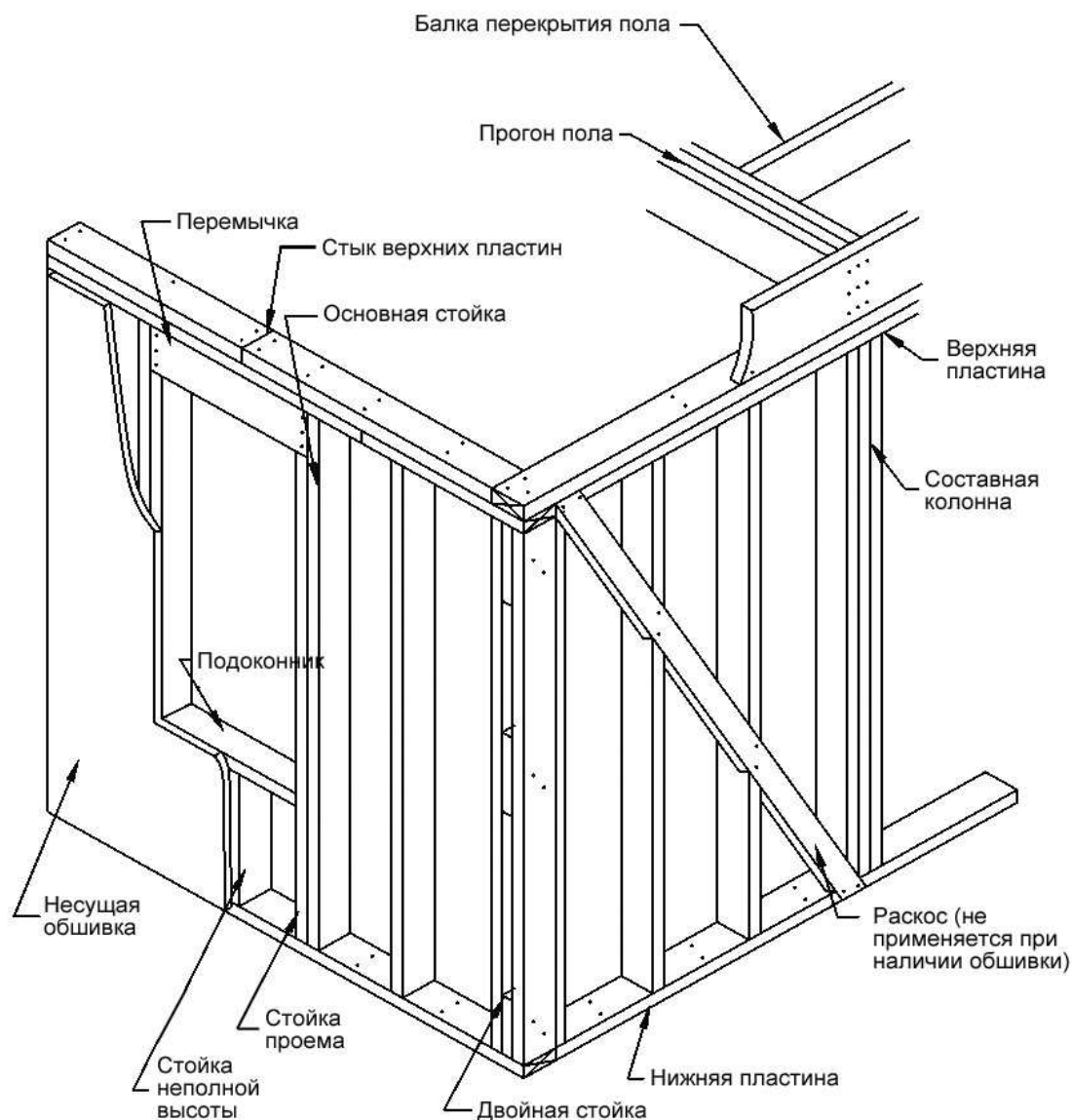


Рис. 4.4. Элементы конструктивной системы стен

Стены жилых домов в США традиционно возводятся с применением стоек из пиломатериалов, обычно с размерами 5×10 см или 5×15 см. Стойки стен представляют собой вертикальные повторные элементы с равномерным шагом. Они распространяются на полную высоту каждого этажа, воспринимая нагрузки от вышележащих конструкций. Стойки проемов (также известные как косяковые распорки) создают проемы и воспринимают нагрузки от перемычек. Укороченные стойки размещаются выше или ниже стенового проема, и имеют неполную высоту. Составные стойки также могут воспринимать сосредоточенные на-

грузки. Верхние и нижние пластины являются теми горизонтальными элементами, к которым крепятся стойки. Пластины в свою очередь крепятся к перекрытию или крыше поверху, а также к полу или фундаменту понизу. Под перемычками понимаются балки, передающие нагрузки выше проема на опоры с каждой стороны проема.

Несущая обшивка стен (например, из фанеры или древесно-стружечных плит) распределяет горизонтальные нагрузки на обрешетку стен и обеспечивает устойчивость формы стеновых стоек (сопротивление продольному изгибу) и жесткость всего дома в целом (сопротивление поперечным деформациям). Внутренняя отделка стен также обеспечивает существенную поддержку стеновым стойкам и всему дому в целом.

Стеновые системы в США проектируются таким образом, чтобы противостоять постоянным и временным нагрузкам, действующим параллельно стенам, а также нагрузкам от ветра и землетрясения, приложенным перпендикулярно к стенам. Ветер также вызывает подъемные нагрузки на стены. При весовых нагрузках, достаточных для восприятия ветровых нагрузок, стены и внутренние связи должны быть спроектированы так, чтобы они могли сопротивляться ветровым подъемным силам.

При проектировании стен по методу допускаемых напряжений в нормах США предписано учитывать следующие сочетания постоянных, временных, снеговых и ветровых нагрузок (см. главу 2):

- $D + L + 0,3 (L_r \text{ или } S)$;
- $D + (L_r \text{ или } S) + 0,3 L$;
- $D + W$;
- $D + 0,7E + 0,5 L + 0,2 S$.

Стены могут поддерживать только крышу, или крышу и один (или несколько) этажей. Нагрузки от крыши должны также включать временную нагрузку на чердачное перекрытие. Некоторые сочетания нагрузок или отдельные нагрузки могут не рассматриваться.

Несущие стены. Наружные несущие стены воспринимают как продольные, так и поперечные нагрузки от ветра или землетрясений. Они воспринимают веса конструкций крыши и перекрытий. Фронтонные стены обычно считаются ненесущими, тем не менее, они должны выдерживать поперечные нагрузки от ветра и землетрясений.

Внутренние стены могут быть как несущими, так и ненесущими. На внутренние несущие стены действуют только весовые нагрузки. Ненесущие внутренние стены часто называют перегородками. В любом случае, внутренние стены должны быть прикреплены к полу и потолку, а также к несущим стенам. Связь с наружными стенами может осуществляться с помощью дополнительных брусков, клиньев или гвоздей. Все стены должны позволять крепление отделочных материалов.

Внутренние несущие стены поддерживают балки перекрытий с большим пролетом. Внутренние стены, в отличие от наружных стен, редко испытывают большие поперечные боковые нагрузки. Некоторые строительные нормы требуют, чтобы внутренние несущие стены для обеспечения эксплуатационной надежности были рассчитаны на минимальное горизонтальное давление около $0,3 \text{ кПа}$. При этом для наружных несущих стен при учете ветровых или сейсмических нагрузок должен приниматься коэффициент продолжительности нагрузки $C_D = 1,6$, но для внутренних и наружных несущих стен для временных и снеговых нагрузок $C_D = 1,0 - 1,25$.

Ненесущие внутренние перегородки не предназначены для восприятия нагрузок. Для обеспечения эксплуатационной надежности перегородки должны рассчитываться на равномерно распределенное давление $0,3 \text{ кПа}$.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Наибольшее применение в США нашли стандартные деревянные перегородки из элементов с размерами 5×10 см или $5 \times 7,5$ см. Проемы в перегородках не требуют перемычек, и они обычно просто обрамляются деревянными брусками. В туалетах или других периодически посещаемых помещениях могут устраиваться перемычки из деревянных брусков с размерами 5×5 см или 5×10 см, уложенных плашмя.

Несущие перемычки представляют собой горизонтальные элементы, передающие нагрузки на стойки и распорки с каждой стороны оконного или дверного проема. Пролет перемычки может быть принят равным ширине проема, измеренного между осями стоек, поддерживающих концы перемычки. Несущие перемычки обычно устраиваются из двух элементов толщиной 5 см.

Проектирование несущих перемычек по нормам США подобно таковому для балок перекрытий. Перемычки, состоящие из двойных элементов, могут считаться повторными элементами, и поэтому в расчетах должен применяться коэффициент повторности элемента C_r при пределе деформаций на временные нагрузки $l / 240$. В табл. 4.17 приведены рекомендации по назначению регулирующих коэффициентов C_r для расчета перемычек.

Таблица 4.17

Регулирующие коэффициенты C_r для расчета перемычек

Тип перемычки и применение	Рекомендуемое значение C_r
Двойная перемычка с сечением 5×25 см из сосны сорта № 2	1,30
Двойная перемычка с двойной пластиной сверху, балки перекрытия пола 5×25 см, пластина под верхней стеной (см. рис. 4.11)	1,80

При больших проемах могут потребоваться более прочные перемычки (например, в виде деревянных и стальных балок и др.). В ненесущих стенах устройство перемычек не требуется. Проемы здесь могут быть созданы из отдельных стоек и горизонтальных элементов. Обычно используются двойные или тройные элементы с сечением 5×10 см. Для увеличения жесткости проемов в ненесущих стенах могут использоваться дополнительные косяковые распорки.

Стеновые стойки. Под стойками понимаются вертикальные элементы, осевая нагрузка на которые параллельна продольной оси. Обычные стойки могут выходить из строя в результате исчерпания прочности или потери устойчивости. Более длинные стойки чаще выходят из строя из-за потери устойчивости. Возможность потери устойчивости стоек зависит от отношения длины стоек к их толщине (или коэффициента гибкости).

На рис. 4.5 показаны три типа стоек из пиломатериалов. Сплошные стойки изготавливаются из отдельных элементов, составные стойки с вкладками – из 2 или более элементов с параллельными осями, разделенных и соединенных вкладками по концам и в середине, а сплошные составные стойки имеют вид стоек, изготовленных из нескольких элементов и соединенных в единое целое.



Рис. 4.5. Типы деревянных стоек

В жилищном строительстве США также используются стойки высотой 2,4 м, изготовленные из металлических труб. Несущая способность таких стоек изменяется в зависимости от диаметра труб в пределах 45 – 90 кН.

Сплошные стойки изготавливаются из пиломатериалов. Наибольшее применение нашли сплошные стойки сечением 10 × 10 см. Составные стойки изготавливаются из нескольких деревянных элементов, скрепленных гвоздями или болтами. Они часто используются в жилищном строительстве, так как могут быть легко изготовлены на месте строительства.

Гвоздевые и болтовые соединения снижают несущую способность составных стоек на изгиб по сравнению со сплошными стойками с аналогичным поперечным сечением. Это снижение учитывается с помощью коэффициента K_f .

Составные стойки, закрепленные в направлении «слабой» оси (например, с помощью обшивки), имеют большую прочность на изгиб, чем сплошные стойки, из-за эффекта повторности элементов.

4.9. Деревянные крыши

Крыши жилых домов выполняют следующие функции:

- восприятие постоянных и снеговых нагрузок, сопротивление ветровым и сейсмическим нагрузкам;
- восприятие строительных нагрузок при возведении крыши и временных нагрузок при обслуживании;
- обеспечение теплового и погодного барьеров;
- обеспечение поддержки для внутренней отделки потолка;
- обеспечение чердачного пространства с доступом для размещения электрического и механического оборудования или хранения.

Крыши жилых домов имеют вид наклонных конструктивных систем, воспринимающих вертикальные и горизонтальные нагрузки и передающих эти нагрузки на стены. В общем случае возможны следующие варианты конструкций деревянных крыш:

- крыши из ферм;
- крыши из стропил и потолочных балок;
- крыши из стропил с коньковой балкой;

- крыши в составе деревянного каркаса.

В типовые конструкции крыш жилых домов США входят легкие фермы и стропила, или их комбинации. На рис. 4.6 показаны элементы конструкции обычной крыши.

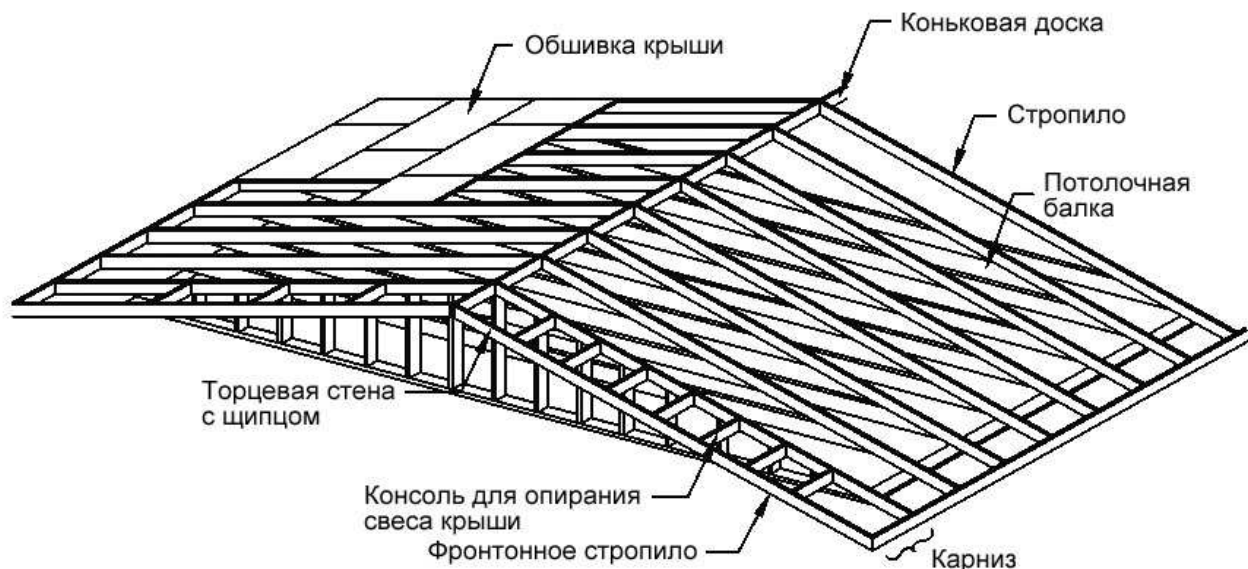


Рис. 4.6. Элементы конструкции обычных крыш

Под стропилами понимаются конструктивные элементы, поддерживающие обшивку крыши и имеющие пролеты от внешних стен до конька. Стропила могут соединяться в середине пролета с использованием перемежающихся вертикальных связей и пересекающихся стропил. Потолочные балки являются конструктивными элементами, удерживающими потолок и воспринимающими нагрузки на чердак, а также передающими эти нагрузки на стены. Они обычно не охватывают весь пролет между внешними стенами, и поэтому часто требуется устройство промежуточных стен. Расширения крыш являются карнизы, которые простираются за пределы наружных стен, обычно на 0,3 – 0,6 м. Карнизы служат для защиты стен и окон от действия прямых солнечных лучей и дождя, а также для увеличения долговечности и повышения энергоэффективности дома.

Потолочные балки обычно связаны с парами стропил, воспринимая, таким образом, отрывающие нагрузки, действующие на крышу. Если потолочные балки или другие поперечные связи отсутствуют, то поддерживать крышу в коньке и предотвращать вываливание стен наружу должна коньковая балка. Таким образом, стропила и потолочные балки являются изгибаемыми элементами.

Ферменные крыши являются сборно-разборными конструкциями. Они изготавливаются из пиломатериалов толщиной 5 см, связанных металлическими пластинами ферм. В общем случае они более эффективны, чем рамные обрешетки, и обычно проектируются с пролетом от одной внешней стены до другой без промежуточной поддержки. В более сложных частях ферменных крыш могут также потребоваться стропила.

Обшивка крыши обычно имеет вид тонких конструктивных элементов (обычно из фанеры или древесно-стружечных плит), воспринимающих нагрузки на крышу и распределяющих их на стропила. Обшивка крыши обеспечивает боковую поддержку несущим элементам крыши, а также служит в качестве диафрагмы, воспринимающей горизонтальные нагрузки на дом от ветра или сейсмических колебаний основания.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Крыши проектируются так, чтобы они могли противостоять постоянным, временным, снеговым и ветровым, в том числе, подъемным, нагрузкам. Кроме того, они проектируются с учетом необходимости восприятия горизонтальных нагрузок (от ветра и землетрясений).

При проектировании элементов крыш по методу допускаемых напряжений в соответствии с нормами США необходимо рассматривать следующие сочетания нагрузок (см. табл. 2.1):

- $D + (L_r \text{ или } S)$;
- $0,6 D + W_u$;
- $D + W$.

Крыши отличаются от перекрытий наличием уклонов. Обшивка крыши действует как сложенная пластина, что увеличивает ее сопротивление весовым нагрузкам. Эффект сложенной пластины растет с увеличением уклона крыши. Этот эффект при проектировании обычно не учитывается, но он объясняет, почему легкие деревянные крыши могут сопротивляться нагрузкам, в несколько раз превышающим расчетную несущую способность.

Обычной практикой при определении осевых нагрузок и поперечных сил в элементах крыш и их связях является использование гипотезы о наличии шарнирных опор. Размеры сечений потолочных балок и стропил назначаются с учетом действующих изгибающих моментов, и при этом из-за наличия системных эффектов осевые нагрузки в самих элементах не учитываются. Часто используются промежуточные стропильные связи, связывающие элементы в единое целое.

Коньковые балки предназначены для удержания стропил в коньке при отсутствии потолочных балок или поперечных связей, способных сопротивляться направленным наружу нагрузкам. Для коньковых балок, составленных из двух или более элементов, применяется коэффициент повторности элемента C_r (см. табл. 4.4). Эффект сложенных пластин при расчете коньковых балок обычно игнорируется.

Крыши с пересечениями и разжелобками создаются с помощью угловых или разжелобочных стропил. Такие стропила обычно имеют сечения на один – два размера больше, чем обычные стропила. Например, при обычных стропилах 5×15 см применяются угловые стропила с размерами 5×20 см или 5×25 см. Угловые или разжелобочные стропила проектируются как коньковые балки. Эффект сложенных пластин для угловых или разжелобочных стропил подобен таковому для коньковых балок. Этот полезный системный эффект обычно игнорируется (в том числе, из-за отсутствия необходимой нормативной базы).

Фермы крыш представляют собой конструкции в виде стропил (верхние пояса) и потолочных балок (нижние пояса), изготовленных из размерных пиломатериалов толщиной 5 см, обычно с размерами сечения 5×10 см или 5×15 см. Между верхними и нижними поясами размещаются комбинации элементов (например, в виде треугольников), увеличивающие жесткость конструкции. Возможны различные конфигурации ферм, например, в виде кафедральных или ножничных ферм с углом в вершине. Деревянные элементы ферм связываются металлическими пластинами с зубцами, врезанными в элементы. Фермы крыш в состоянии охватить всю ширину дома без опоры на внутренние стены, предоставляя полную свободу в распределении внутренней полезной площади.

При проектировании должно быть предусмотрено постоянное крепление элементов ферм в местах, определенных изготовителем ферм. В общем случае такое крепление включает вертикальное поперечное крепление, подвески на нижнем поясе и связи элементов. Обычно обшивка крыши обеспечивает требуемое скрепление ферм, а отделка потолка – боковую поддержку нижним поясам ферм. Подрядчики должны обеспечивать временное скрепление ферм во время строительства, так как это необходимо для создания безопасных условий работы строителей.

При проектировании необходимо учитывать, что в соединениях стен и потолков крыш могут возникнуть трещины. В условиях высокой влажности на чердаке верхние пояса ферм расширяются, а нижележащие элементы крыш, защищенные изоляцией, остаются в прежнем состоянии. Таким образом, ферма может податься немного вверх. Среди других факторов, приводящих к появлению трещин, находятся усушка элементов обрешетки пола, неравномерные осадки фундаментов, а также чрезмерные деформации тяжело нагруженных балок пола, приводящие к «оттягиванию» перегородок вниз от их стыков с потолком. Для уменьшения трещинообразования в пересечениях перегородок следует устанавливать дополнительные деревянные элементы. Могут также применяться специальные металлические элементы (например, эластичные металлические «шляпы»).

Фермы также часто используются для крепления механического оборудования различных систем (например, водопроводных труб и электропроводящих кабелей). Фермы могут применяться в щипцовых концах над гаражами вместо перемычек над воротами.

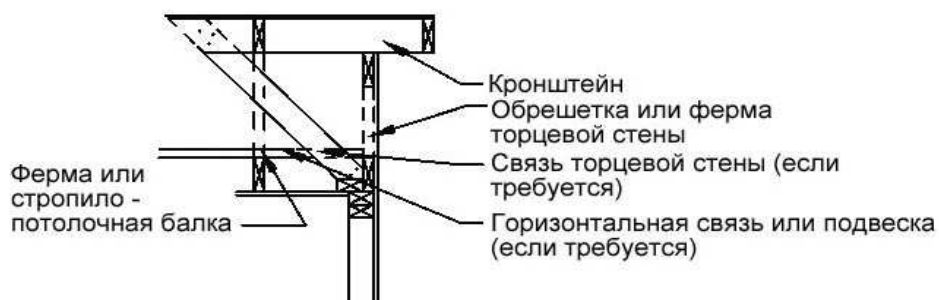
Обшивка крыш. Толщина обшивки крыши обычно зависит от ее пролета, а также от величин временной и снеговой нагрузок на крыши. Характеристики обшивки обычно назначаются по сортаментам, приведенным в строительных нормах, или по рекомендациям заводов-изготовителей.

Обшивка крыш жилых домов США обычно имеет толщину от 1,1 до 1,6 см. Для крепежа обшивки к стропилам обычно используются гвозди. Самые популярными являются гвозди с коническими шляпками (обычные и ящичные). Используется также крепеж с механическим приводом (например, пневматические дюбели). В общем случае гвозди забиваются через 15 см на краях и 30 см в промежутках. В районе фронтонов шаг гвоздей 15 см. Гвозди обычно имеют марку 8d.

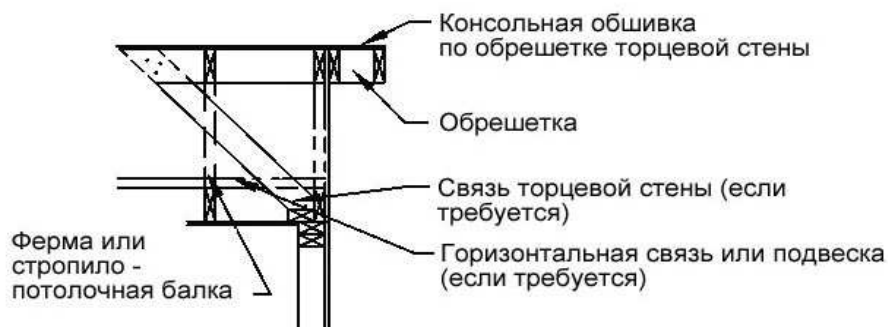
Большие отрицательные давления на обшивку крыш в районах с сильным ветром могут потребовать более частого шага гвоздей. В районах с ураганами применяются гвозди марки 8d с шагом 15 см. При щипцовых фермах или угловых стропилах применяется шаг гвоздей 10 см.

Карнизы крыш защищают стены от дождя и затеняют окна от действия прямых солнечных лучей. Если крыши создаются из деревянных ферм, то карнизные свесы обычно устраиваются путем продления верхних поясов ферм. Если крыши состоят из стропил, то карнизные свесы устраиваются путем продолжения стропил. Стропила могут обрезаться в форме «клюва птиц». Щипцовые карнизы создаются с помощью лестничных панелей. На рис. 4.7 приведены схемы различных конструкций карнизов.

При сыром (влажном) климате ширину карниза рекомендуется принимать равной 30 – 60 см. Наличие широкого карниза значительно увеличивает подъемные ветровые нагрузки на крышу, особенно в областях с сильным ветром. Конструкции фронтонных карнизов зависят от ширины, ветровых нагрузок и способов поддержки карнизов (например, с использованием консольных балок).



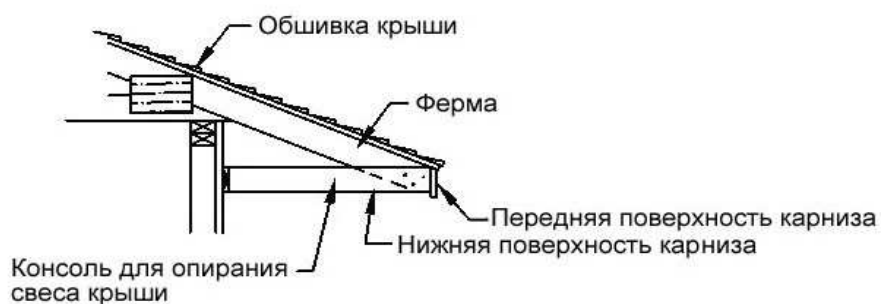
Карниз из фронтонной доски (на кронштейнах)



Карниз из фронтонной доски



Выступающий свес карниза (из стропил)



Выступающий свес карниза (из ферм)

Рис. 4.7. Типовые конструкции карнизов

Крепления фронтонов. Обрешетка крыши обеспечивает поддержку стенам при условии присоединения ферм и стропил к поясам, устроенным по верху стен. Обрешетка пола также обеспечивает боковую поддержку для верха и низа стен, включая фундаменты. У торцевых стен верх не связан непосредственно с крышей. Обычно торцевые стены крепятся к нижнему поясу фронтовой фермы, а боковая поддержка по верху обеспечивается потолочной диафрагмой. Типовым является крепление верха торцевой стены (или основания фронтона) к диафрагме крыши с помощью связей из деревянных элементов с размерами 5×10 см или 5×15 см.

Связи могут быть положены плашмя на потолочные балки (или нижние пояса ферм) и присоединены к стенам, перпендикулярным к торцевой стене. Эти связи должны воспринимать нагрузки, вызванные положительным и отрицательным давлением ветра на торцевые стены. Для передачи растягивающих усилий связи обычно соединяются с торцевыми стенами.

Фронтоны могут крепиться при помощи деревянных строительных панелей, связанных с торцевыми стенами и потолком. Также могут устанавливаться распорки, связанные с обшивкой крыши. Положение и сечения распорок зависят от высоты стен и от действующих ветровых нагрузок.

Наконец, могут применяться шатровые крыши. Формы пересечений скатов таких крыш создают конструкции, более стойкие к воздействию ветра, и при этом торцевые стены защищаются от горизонтальных ветровых нагрузок путем прямого соединения со стропилами.

4.10. Примеры расчета

Пример 4.1. Расчет деревянной балки перекрытия пола

Определить максимальный пролет для балки перекрытия с номинальными размерами сечения 5×20 см.

Исходные данные: постоянная нагрузка на перекрытие $D = 0,5$ кПа; временная нагрузка на перекрытие $L = 1,4$ кПа (как для спален); шаг балок $0,4$ м; материал балки – ель европейская (Финляндия) сорта № 1 (влажность 19%).

Решение.

1. Геометрические характеристики и нормативные характеристики прочности пиломатериала по табл. 4.1, 4.2:

$$\begin{aligned} b &= 3,8 \times 10^{-2} \text{ м}; & F_b &= 5,7 \text{ МПа}; \\ d &= 18,4 \times 10^{-2} \text{ м}; & F_v &= 0,9 \text{ МПа}; \\ S_{xx} &= 2,2 \times 10^{-4} \text{ м}^3; & F_{c\perp} &= 1,5 \text{ МПа}; \\ I_{xx} &= 2,0 \times 10^{-5} \text{ м}^4; & E &= 9,6 \times 10^3 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

2. Регулирующие коэффициенты и расчетные характеристики пиломатериала (см. пункт 4.5):

$$\begin{aligned} C_D &= 1,0; & C_M &= 1,0; \\ C_t &= 1,0; & C_L &= 1,0; \\ C_F &= 1,2; & C_{fu} &= 1,0; \\ C_i &= 1,0; & C_r &= 1,15; \end{aligned}$$

$$F_b' = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_{fu} \times C_i \times C_r = 5,7 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,2 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,15 = 7,8 \text{ МПа};$$

$$F_v' = F_v \times C_D \times C_M \times C_t \times C_i = 0,9 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 0,9 \text{ МПа};$$

$$E' = E \times C_M \times C_t \times C_i = 9,6 \times 10^3 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 9,6 \times 10^3 \text{ МПа}.$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

3. Действующая на балку погонная нагрузка:

$$w = \text{шаг балок} \times (D + L) = 0,4 \text{ м} \times (0,5 + 1,4) \text{ кПа} = 0,8 \text{ кН/м}.$$

4. Максимальный пролет балки по прочности на изгиб:

$$M_{\max} = \frac{w l^2}{8} = \frac{0,8 \text{ кН/м} \times l^2}{8} = 0,1 l^2 ;$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{0,1 l^2}{2,2 \times 10^{-4} \text{ м}^3} = 0,5 l^2 ;$$

$$f_b \leq F_b' ;$$

$$0,5 l^2 \leq 7,8 \text{ МПа} ;$$

$$l = 4,2 \text{ м} .$$

5. Максимальный пролет балки по прочности на горизонтальный сдвиг:

$$V_{\max} = \frac{w l}{2} = \frac{0,8 \text{ кН/м} \times l}{2} = 0,39 l ;$$

$$f_v = \frac{3V}{2A} = \frac{3}{2} \left(\frac{0,39 l}{3,8 \times 10^{-2} \text{ м} \times 18,4 \times 10^{-2}} \right) = 83,2 l ;$$

$$f_v \leq F_v' ;$$

$$83,2 l \leq 900 \text{ кПа} ;$$

$$l = 10,4 \text{ м} .$$

6. Максимальный пролет балки по прочности на смятие:

размер опирания l_b (ширина верхней пластины 0,09 м) – (ширина балки 0,04 м) = 0,05 м;

$$\text{по формуле (4.6)} \quad C_b = \frac{l_b + 0,0095}{l_b} = \frac{0,05 + 0,0095}{0,05} = 1,19 ;$$

тогда $F_{c\perp}' = F_{c\perp} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_b = 1,5 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,19 = 1,8 \text{ МПа};$

$$f_{c\perp} = \frac{\frac{1}{2} w l}{A_b} = \frac{\frac{1}{2} 0,8 \text{ кН/м} \times l}{5,1 \times 10^{-2} \text{ м} \times 3,8 \times 10^{-2} \text{ м}} = 201,1 l ;$$

$$f_{c\perp} \leq F_{c\perp}' ;$$

$$201,1 l \leq 1800 \text{ кПа} ;$$

$$l = 9,0 \text{ м} .$$

7. Максимальный пролет балки по деформациям:

$$\rho_{\max} = \frac{5 w l^4}{384 E I} = \frac{5 \times 0,8 \text{ кН/м} \times l^4}{384 \times 9,6 \times 10^6 \text{ кПа} \times 2,0 \times 10^{-5} \text{ м}^4} = 53,0 l^4 ;$$

$$\rho_{\text{all}} = \frac{l}{360} = 2,8 \times 10^{-3} l ;$$

$$\rho_{\max} \leq \rho_{\text{all}} ;$$

$$53,0 l^4 \leq 2,8 \times 10^{-3} l ;$$

$$l = 3,7 \text{ м} .$$

8. Максимальный пролет балки по деформациям при вибрации пола:

проверка деформаций при вибрации пола выполняется на временную нагрузку $L = 1,4 \text{ кПа}$ с учетом предела деформации $l / 360$:

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

тогда $w = \text{шаг балок} \times L = 0,4 \text{ м} \times 1,4 \text{ кПа} = 0,6 \text{ кН/м}$;

$$\rho_{all} = \frac{l}{360} = 2,8 \times 10^{-3} l \text{ ;}$$

$$\rho_{max} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5 \times 0,6 \text{ кПа} \times l^4}{384 \times 9,6 \times 10^6 \text{ кПа} \times 2,0 \times 10^{-5} \text{ м}} = 39,7 l^4 \text{ ;}$$

$$\rho_{max} \leq \rho_{all} \text{ ;}$$

$$39,7 l^4 \leq 2,8 \times 10^{-3} l \text{ ;}$$

$$l = 4,1 \text{ м} \text{ .}$$

Как видно, наименьший пролет балки составляет 3,7 м из расчета по деформациям.

9. Усушка пиломатериала балки:

$$d_1 = 18,4 \text{ см} \quad M_1 = 19\%;$$

$$d_2 = ? \quad M_2 = 10\% \text{ (ожидаемое равновесная влажность);}$$

$$d_2 = d_1 \left(\frac{1 - \frac{a - 0,2 M_2}{100}}{1 - \frac{a - 0,2 M_1}{100}} \right) =$$
$$= 0,184 \text{ м} \left(\frac{1 - \frac{6,0 - 0,2 \times 10}{100}}{1 - \frac{6,0 - 0,2 \times 19}{100}} \right) = 0,181 \text{ м} \text{ .}$$

$$\text{Усушка} \approx 0,184 \text{ м} - 0,181 \text{ м} = 0,003 \text{ м}.$$

Таким образом, для условий примера усушкой пиломатериала можно пренебречь, но при условии, что она одинакова для всех конструкций пола. Этот вывод не относится к многоэтажным деревянным домам. Конструкции и механические системы таких домов должны проектироваться с учетом усушки пиломатериалов. Для устранения усушки возможно предварительное высушивание пиломатериалов в специальных печах.

Пример 4.2. Оптимизация пиломатериала при проектировании балок перекрытия пола

Выполнить оптимизацию пиломатериала для обычных балок перекрытия пола с шагом 0,6 м.

Исходные данные: постоянная нагрузка $D = 0,5 \text{ кПа}$; временная нагрузка $L = 1,9 \text{ кПа}$; пролет балки 4,3 м; номинальные размеры сечения балки $7,5 \times 25 \text{ см}$.

Решение.

1. Геометрические характеристики пиломатериала по табл. 4.1:

$$b = 6,4 \times 10^{-2} \text{ м};$$

$$d = 23,5 \times 10^{-2} \text{ м};$$

$$A = 14,9 \times 10^{-1} \text{ м}^2;$$

$$S_{xx} = 5,8 \times 10^{-4} \text{ м}^3;$$

$$I_{xx} = 6,9 \times 10^{-5} \text{ м}^4.$$

2. Регулирующие коэффициенты для пиломатериала (см. пункт 4.5):

$$C_D = 1,0; \quad C_M = 1,0;$$

$$C_t = 1,0; \quad C_L = 1,0;$$

$$C_F = 1,2; \quad C_{fu} = 1,0;$$

$$C_i = 1,0; \quad C_r = 1,15;$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

3. Действующая на балку равномерно распределенная нагрузка:

$$w = \text{шаг балок} \times (D + L) = 0,6 \text{ м} \times (0,5 + 1,9) \text{ кПа} = 1,5 \text{ кН/м}.$$

4. Напряжения в балке при изгибе:

$$M_{\max} = \frac{w l^2}{8} = \frac{1,5 \text{ кН/м} \times (4,3 \text{ м})^2}{8} = 3,4 \text{ кНм} ;$$
$$F_b = \frac{M}{S} = \frac{3,4 \text{ кНм}}{5,8 \times 10^{-4} \text{ м}^3} = 5,8 \text{ МПа} .$$

5. Напряжения в балке при сдвиге:

$$V_{\max} = \frac{w l}{2} = \frac{1,5 \text{ кН/м} \times 4,3 \text{ м}}{2} = 3,2 \text{ кН} ;$$
$$f_v = \frac{3 V}{2 A} = \frac{3 \times 3,2 \text{ кН}}{2 \times 5,9 \times 10^{-3} \text{ м}^2} = 0,3 \text{ МПа} .$$

6. Напряжения на опорах балки при смятии:

размер опирания l_b = (ширина верхней пластины 0,09 м) – (ширина балки 0,04 м) = 0,05 м;

$$R_1 = R_2 = V_{\max} = 3,2 \text{ кН} ;$$
$$f_{c \perp} = \frac{R}{A_b} = \frac{3,2 \text{ кН}}{0,05 \text{ м} \times 6,4 \times 10^{-2} \text{ м}} = 1,0 \text{ МПа} .$$

7. Модуль упругости по критериям деформации:

$$\rho_{\max} = \frac{5 w l^4}{384 E I} = \frac{5 \times 1,9 \text{ кПа} \times (4,3 \text{ м})^4}{384 \times E \times 6,9 \times 10^{-5} \text{ м}^4} = 2,5 \times 10^5 / E ;$$

$$\rho_{\text{all}} \leq \frac{l}{360} ;$$

$$\rho_{\max} \leq \rho_{\text{all}} ;$$

$$2,5 \times 10^5 / E = \frac{4,3 \text{ м}}{360} ;$$

$$E_{\min} = 2,1 \times 10^3 \text{ МПа} .$$

8. Характеристики нормативной прочности пиломатериала:

Изгиб

$$f_b \leq F_b' ;$$

$$F_b' = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_{fu} \times C_i \times C_r ;$$

$$F_{b \min} = \frac{F_b}{C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_{fu} \times C_i \times C_r} =$$
$$= \frac{5,8}{1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,2 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,15} = 4,6 \text{ МПа} ;$$

Сдвиг

$$f_v \leq F_v' ;$$

$$F_v' = F_v \times C_D \times C_M \times C_t \times C_i ;$$

$$F_{v \min} = \frac{F_v}{C_D \times C_M \times C_t \times C_i} = \frac{0,3}{1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0} = 0,3 \text{ МПа} ;$$

Смятие

$$f_{c\perp} \leq F_{c\perp}' ;$$

$$F_{c\perp}' = F_{c\perp} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_b ;$$

$$\text{по формуле (4.6)} \quad C_b = \frac{l_b + 0,0095}{l_b} = \frac{0,05 + 0,0095}{0,05} = 1,19 ;$$

$$F_{c\perp min} = \frac{F_{c\perp}}{C_M \times C_t \times C_i \times C_b} = \frac{1,0}{1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,19} = 0,8 \text{ МПа} .$$

Таким образом, требуемые нормативные характеристики прочности древесины пиломатериала:

$$\begin{aligned} F_b &= 4,6 \text{ МПа}; & F_{c\perp} &= 0,8 \text{ МПа}; \\ F_v &= 0,3 \text{ МПа}; & E_{min} &= 2,1 \times 10^3 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

8. Примем сорт пиломатериала по данным табл. 4.2:

- для балок пола рекомендуется минимальный сорт пиломатериала № 2;
- примем пиломатериал из сосны обыкновенной (Финляндия) сорта № 2 с номинальными размерами сечения $7,5 \times 25 \text{ см}$:

$$\begin{aligned} F_b &= 6,4 \text{ МПа} > 4,6 \text{ МПа} - \text{ОК}; \\ F_v &= 1,0 \text{ МПа} > 0,3 \text{ МПа} - \text{ОК}; \\ F_{c\perp} &= 1,4 \text{ МПа} > 0,8 \text{ МПа} - \text{ОК}; \\ E_{min} &= 3,2 \times 10^3 \text{ МПа} > 2,1 \times 10^3 \text{ МПа} - \text{ОК}. \end{aligned}$$

Возможно использование других пород и сортов древесины с учетом их стоимости. Более экономичным может оказаться применение более частого шага балок, например, 40 или 50 см. Кроме того, возможно увеличение размеров сечения балок, а также могут применяться деревянные двутавровые балки.

Пример 4.3. Расчет деревянной балки перекрытия с консольным участком

Определить максимальный пролет для консольной балки перекрытия этажа с учетом следующих сочетаний нагрузок (см. табл. 2.1): $D + L + 0,3 (S \text{ или } L_r)$; $D + (S \text{ или } L_r) + 0,3L$. Подъемные нагрузки от ветра допускается не учитывать. Деформации на конце консоли не должны превышать предела $l / 120$.

Исходные данные: постоянная нагрузка на перекрытие этажа $D_p = 0,5 \text{ кПа}$; постоянная нагрузка от стен $D_s = 0,4 \text{ кПа}$; постоянная нагрузка на крышу $D_k = 0,6 \text{ кПа}$; временная нагрузка на перекрытие этажа $L_p = 1,9 \text{ кПа}$; снеговая нагрузка на крышу $S = 0,5 \text{ кПа}$; шаг балок 0,4 м; сечение балок $5 \times 25 \text{ см}$; размер опирания $l_b = 0,09 \text{ м}$; древесина – ель европейская (Финляндия) сорта № 1; пролет крыши 8,5 м (чистый пролет плюс карниз 0,3 м); высота стен 2,4 м.

Решение.

1. Геометрические характеристики и нормативные характеристики прочности пиломатериала по табл. 4.1, 4.2:

$$\begin{aligned} b &= 3,8 \times 10^{-2} \text{ м}; & F_b &= 5,7 \text{ МПа}; \\ d &= 23,5 \times 10^{-2} \text{ м}; & F_v &= 0,9 \text{ МПа}; \\ S_{xx} &= 3,5 \times 10^{-4} \text{ м}^3; & F_{c\perp} &= 1,5 \text{ МПа}; \\ I_{xx} &= 4,1 \times 10^{-5} \text{ м}^4; & E &= 9,6 \times 10^3 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

2. Регулирующие коэффициенты и расчетные характеристики пиломатериала (см. пункт 4.5):

$$\begin{aligned} C_D &= 1,15 \text{ (с учетом снеговой нагрузки)}; & C_M &= 1,0; \\ C_t &= 1,0; & C_L &= 1,0; \end{aligned}$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$C_F = 1,2; \quad C_{fu} = 1,0; \\ C_i = 1,0; \quad C_r = 1,15;$$

$$\text{по формуле (4.6)} \quad C_b = \frac{l_b + 0,0095}{l_b} = \frac{0,09 + 0,0095}{0,09} = 1,11;$$

$$F_b' = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_{fu} \times C_i \times C_r = 5,7 \times 1,15 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,2 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,15 = 8,3 \text{ МПа};$$

$$F_v' = F_v \times C_D \times C_M \times C_t \times C_i = 0,9 \times 1,15 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 1,0 \text{ МПа};$$

$$F_{c\perp}' = F_{c\perp} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_b = 1,5 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,11 = 1,7 \text{ МПа};$$

$$E' = E \times C_M \times C_t \times C_i = 9,6 \times 10^3 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 9,6 \times 10^3 \text{ МПа}.$$

3. Определим нагрузки на консольную балку (рис. 4.8):

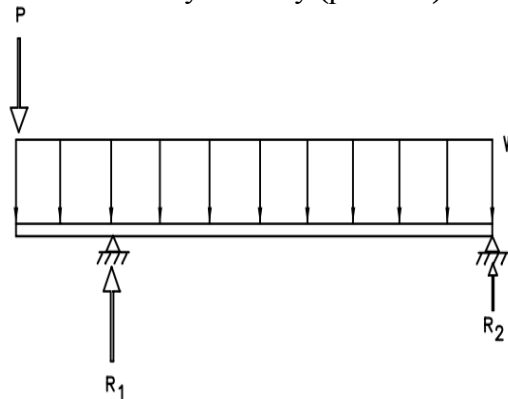


Рис. 4.8. Эпюра нагрузок на консольную балку

– при анализе конструктивной и эксплуатационной надежности балки должны быть рассмотрены следующие сочетания нагрузок (см. табл. 2.1):

Сочетание I:

$D + S$ – проверка деформаций консоли;

сосредоточенная нагрузка на консоль $P = f(D + S)$;

равномерно распределенная нагрузка на балку $w = f(D)$.

Сочетание II:

$D + L$ – проверка деформаций балки в пролете между опорами;

сосредоточенная нагрузка на консоль $P = f(D)$;

равномерно распределенная нагрузка на балку $w = f(D + L)$.

Сочетание IIIа:

$D + S + 0,3L$ – проверка изгиба и горизонтального сдвига на опоре;

сосредоточенная нагрузка на консоль $P = f(D + S)$;

равномерно распределенная нагрузка на балку $w = f(D + 0,3L)$.

Сочетание IIIб:

$D + L + 0,3S$ – проверка изгиба и горизонтального сдвига на опоре;

сосредоточенная нагрузка на консоль $P = f(D + 0,3S)$;

равномерно распределенная нагрузка на балку $w = f(D + L)$.

Значения нагрузок P и w с учетом заданных пролета крыши, высоты стен и шага балок приведены в табл. 4.18:

Таблица 4.18

Сочетание нагрузок	I	II	IIIa	IIIб
$P, кН$	2,42	1,45	2,42	1,73
$w, кН/м$	0,19	0,97	0,43	0,97

4. Определим вылет консоли при пределе деформаций $l / 120$ и сочетании нагрузок I:

$$X = 0,86 \text{ м (вычисления условно не показаны).}$$

5. Определим максимальные поперечные силы и изгибающие моменты для сочетаний нагрузок II и III (табл. 4.19).

Таблица 4.19

Сочетание нагрузок	II	IIIa	IIIб
$R_1, кН$	4,48	4,17	4,84
$R_2, кН$	1,34	0,18	1,27
$V_{max}^*, кН$	2,27	2,78	2,56
$M_{max}, кНм$	1,59	2,22	1,83

6. Проверим изгибные напряжения:

$$f_b = \frac{M_{max}}{S} = \frac{2,22 \text{ кНм}}{3,5 \times 10^{-4} \text{ м}^3} = 6,3 \text{ МПа};$$

$$f_b = 6,3 \text{ МПа} < F_b' = 8,3 \text{ МПа} - \text{ОК}.$$

7. Проверим сдвиговые напряжения:

$$F_v = \frac{3V_{max}}{2A} = \frac{3 \times 2,78 \text{ кН}}{2 \times 3,8 \times 10^{-2} \text{ м} \times 23,5 \times 10^{-2} \text{ м}} = 0,4 \text{ МПа};$$

$$F_v = 0,4 \text{ МПа} < F_v' = 1,0 \text{ МПа} - \text{ОК}.$$

8. Проверим напряжения смятия:

$$f_{c\perp}' = \frac{R_{max}}{A_b} = \frac{4,84 \text{ кН}}{3,8 \times 10^{-2} \text{ м} \times 8,9 \times 10^{-2} \text{ м}} = 1,4 \text{ МПа};$$

$$f_{c\perp}' = 1,4 \text{ МПа} < F_{c\perp}' = 1,7 \text{ МПа} - \text{ОК}.$$

Таким образом, для условий данного примера вылет консоли, равный 0,9 м, является достаточным.

Пример 4.4. Расчет деревянной составной балки перекрытия

Определить минимальное число элементов с сечением $5 \times 25 \text{ см}$ или $5 \times 30 \text{ см}$ для составной балки перекрытия.

Исходные данные: постоянная нагрузка на перекрытие $D = 0,5 \text{ кПа}$; временная нагрузка на перекрытие $L = 1,9 \text{ кПа}$; пролет балки (по шагу колонн) 4,3 м; «чистый» пролет балки 3,7 м; древесина из сосны обыкновенной (Финляндия) сорта № 1; максимальный размер опирания балки $l_b = 0,3 \text{ м}$.

Решение.

1. Определим действующие на балку нагрузки:

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

w = «чистый» пролет балки $\times (D + L) = 3,7 \text{ м} \times (1,9 + 0,5) \text{ кПа} = 8,8 \text{ кН/м}$.

2. Нормативные характеристики прочности пиломатериала по табл. 4.2:

$$F_b = 6,6 \text{ МПа};$$

$$F_v = 1,0 \text{ МПа};$$

$$F_{c\perp} = 1,4 \text{ МПа};$$

$$E = 9,6 \times 10^3 \text{ МПа}.$$

3. Регулирующие коэффициенты и расчетные характеристики пиломатериала (см. пункт 4.5):

$$C_D = 1,0; \quad C_M = 1,0;$$

$$C_t = 1,0; \quad C_L = 1,0;$$

$$C_F = 1,1; \quad C_{fu} = 1,0;$$

$$C_i = 1,0; \quad C_r = 1,15;$$

$$\text{по формуле (4.6)} \quad C_b = \frac{l_b + 0,0095}{l_b} = \frac{0,3 + 0,0095}{0,3} = 1,03 ;$$

$$F_b' = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_{fu} \times C_i \times C_r = 6,6 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,1 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,15 = 8,3 \text{ МПа};$$

$$F_v' = F_v \times C_D \times C_M \times C_t \times C_i = 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 1,0 \text{ МПа};$$

$$F_{c\perp}' = F_{c\perp} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_b = 1,4 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,03 = 1,5 \text{ МПа};$$

$$E' = E \times C_M \times C_t \times C_i = 9,6 \times 10^3 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 9,6 \times 10^3 \text{ МПа}.$$

4. Определим число элементов в составной балке по расчету на изгиб:

$$M_{\max} = \frac{8,8 \text{ кН/м} \times (4,3 \text{ м})^2}{8} = 19,9 \text{ кНм} ;$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{19,9 \text{ кНм}}{S} ;$$

$$f_b \leq F_b' ;$$

$$\frac{19,9 \text{ кНм}}{S} \leq 8300 \text{ кПа} ;$$

$$S = 2,4 \times 10^{-3} \text{ м}^3 .$$

По табл. 4.1:

– для 5 элементов с сечением $5 \times 25 \text{ см}$ момент сопротивления $S_x = 5 \times 3,5 \times 10^{-4} \text{ м}^3 = 1,75 \times 10^{-3} \text{ м}^3 < 1,8 \times 10^{-3} \text{ м}^3$ (мало);

– для 5 элементов с сечением $5 \times 30 \text{ см}$ момент сопротивления $S_x = 5 \times 5,2 \times 10^{-4} \text{ м}^3 = 2,6 \times 10^{-3} \text{ м}^3 > 1,8 \times 10^{-3} \text{ м}^3$ (достаточно).

5. Определим количество элементов на горизонтальный сдвиг:

$$V_{\max} = \frac{wl}{2} = \frac{8,8 \text{ кПа} \times 4,3 \text{ м}}{2} = 18,7 \text{ кН} ;$$

$$f_v = \frac{3V}{2A} = \frac{3 \times 18,7 \text{ кН}}{2A} = \frac{28,0 \text{ кН}}{A} ;$$

$$f_v \leq F_v' ;$$

$$\frac{28,0 \text{ кН}}{A} \leq 1000 \text{ кПа}$$

$$A = 2,71 \times 10^{-2} \text{ м}^2 .$$

По табл. 4.1:

– для 3 элементов с сечением $5 \times 25 \text{ см}$ площадь сечения $A = 3 \times 8,9 \times 10^{-3} \text{ м}^2 = 2,69 \times 10^{-2} \text{ м}^2 < 2,71 \times 10^{-2} \text{ м}^2$ (мало);

– для 3 элементов с сечением $5 \times 30 \text{ см}$ площадь сечения $A = 3 \times 1,1 \times 10^{-2} \text{ м}^2 = 3,27 \times 10^{-2} \text{ м}^2$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$m^2 > 2,71 \times 10^{-2} m^2$ (достаточно).

6. Определим требуемый размер опирания для 5 элементов с сечением 5×30 см:

$$\begin{aligned} R_1 = R_2 = V_{max} &= 18,7 \text{ кН} ; \\ f_{c \perp} &= \frac{R}{A_b} = \frac{18,7 \text{ кН}}{4 \times 3,8 \times 10^{-2} \text{ м} \times l_b} = \frac{122,6}{l_b} ; \\ f_{c \perp} &\leq F_{c \perp}' ; \\ \frac{122,6}{l_b} &\leq 1500 \text{ кПа} ; \end{aligned}$$

$$l_b = 0,08 \text{ м} < l_b' = 5 \times 3,8 \times 10^{-2} = 0,19 \text{ м} - \text{ОК} .$$

7. Определим размеры элемента по деформациям:

$$\begin{aligned} w_1 &= 1,9 \text{ кПа} \times 3,7 \text{ м} = 7,0 \text{ кН/м} ; \\ \rho_{max} &= \frac{5 w_1 l^4}{384 EI} = \frac{5 \times 7,0 \text{ кН/м} \times (4,3 \text{ м})^4}{384 EI} = \frac{30,2}{EI} ; \\ \rho_{all} &\leq \frac{l}{360} = \frac{4,3 \text{ м}}{360} = 0,012 \text{ м} ; \\ \rho_{max} &\leq \rho_{all} ; \\ \frac{30,2}{EI} &= 0,012 ; \\ I &= \frac{30,2}{0,012 E} = \frac{30,2}{0,012 \times 9,6 \times 10^6} = 2,64 \times 10^{-4} m^4 . \end{aligned}$$

По табл. 4.1: для 5 элементов с сечением 5×30 см момент инерции $I = 5 \times 7,4 \times 10^{-5} m^4 = 3,7 \times 10^{-4} m^4 > 2,6 \times 10^{-4} m^4$ (достаточно).

8. Проверим прогон по вибрациям при пределе деформаций $l / 480$:

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= \frac{30,2}{EI} ; \\ \rho_{all} &\leq \frac{l}{480} = \frac{4,3 \text{ м}}{480} = 0,009 \text{ м} ; \\ \frac{30,2}{EI} &= 0,009 ; \\ I &= \frac{30,2}{0,009 E} = \frac{30,2}{0,009 \times 9,6 \times 10^6} = 3,5 \times 10^{-4} m^4 . \end{aligned}$$

По табл. 4.1 для 5 элементов с сечением 5×30 см момент инерции $I = 5 \times 7,4 \times 10^{-5} m^4 = 3,7 \times 10^{-4} m^4 > 3,5 \times 10^{-4} m^4$ (достаточно).

Таким образом, по расчету на изгиб необходимо принять составную балку из 5 элементов с сечением 5×30 см (сорт древесины № 1). Из расчета по деформациям требуется 5 элементов с сечением 5×30 см. Использование составной балки из 5 элементов с сечением 5×30 см обеспечит требуемую жесткость пола с точки зрения вибраций (при пределе деформации $l / 480$). В качестве балок перекрытия могут также использоваться стальные или деревянные клееные балки.

Пример 4.5. Расчет деревянной стойки

Определить несущую способность деревянной стойки на изгиб (при ветре) и осевое сжатие (от постоянной нагрузки) (рис. 4.9) с учетом системных эффектов; сочетания нагрузок – см. табл. 2.1.

Исходные данные: одноэтажный дом; стойки сечением 5×10 см при шаге 0,6 м; высота стен 2,4 м; древесина из ели европейской (Финляндия) сорта № 1; внешняя обшивка из древесно-стружечных плит толщиной 1,1 см (размер опирания $l_b = 1,1$ см); внутренняя обшивка из гипсокартонных плит толщиной 1,3 см; ветровая нагрузка $w = 0,53$ кПа (при скорости ветра в порывах 35 м/с).

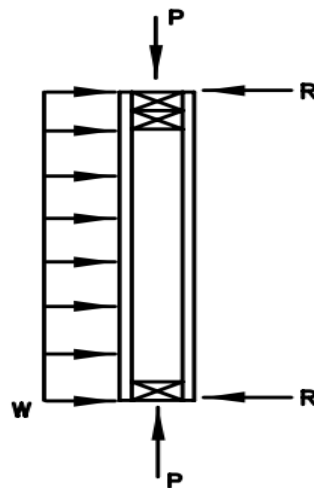


Рис. 4.9. Эпюра нагрузок на стену

Решение.

1. Геометрические характеристики и нормативные характеристики прочности пиломатериала по табл. 4.1, 4.2:

$$\begin{aligned} b &= 3,8 \times 10^{-2} \text{ м}; d = 8,9 \times 10^{-2} \text{ м}; \\ S_{xx} &= 5,0 \times 10^{-5} \text{ м}^3; I_{xx} = 2,2 \times 10^{-6} \text{ м}^4; \\ F_b &= 5,7 \text{ МПа}; F_t = 2,6 \text{ МПа}; \\ F_v &= 0,9 \text{ МПа}; F_{c\perp} = 1,5 \text{ МПа}; \\ F_c &= 6,9 \text{ МПа}; E = 9,6 \times 10^3 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

2. Регулирующие коэффициенты и расчетные характеристики пиломатериала (см. пункт 4.5):

$$\begin{aligned} C_D &= 1,6; C_M = 1,0; \\ C_t &= 1,0; C_L = 1,0; \\ C_F (\text{для } F_b) &= 1,5; C_F (\text{для } F_t) = 1,5; C_F (\text{для } F_c) = 1,15; \\ C_{fu} &= 1,0; \\ C_i &= 1,0; C_r = 1,15; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{по формуле (4.4)} \quad C_P &= \frac{1 + F_{cE}/F_c^*}{2c} - \sqrt{\left(\frac{1 + F_{cE}/F_c^*}{2c}\right)^2 - \frac{F_{cE}/F_c^*}{c}} = \\ &= \frac{1 + 9,0/14,7}{2 \times 0,8} - \sqrt{\left(\frac{1 + 9,0/14,7}{2 \times 0,8}\right)^2 - \frac{9,0/14,7}{0,8}} = 0,51; \end{aligned}$$

$$\text{где по формуле (4.5)} \quad F_{cE} = \frac{0,822 E_{min}'}{(l_e/d)^2} = \frac{0,822 \times 9,6 \times 10^3 \text{ МПа}}{(2,4 \text{ м} / 8,9 \times 10^{-2} \text{ м})^2} = 10,5 \text{ МПа};$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$E_{min}' = E \times C_M \times C_t \times C_i = 9,6 \times 10^3 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 9,6 \times 10^3 \text{ МПа};$$

и при этом в соответствии с табл. 4.10 $l_e = K_e \times l = 1,0 \times 2,4 \text{ м} = 2,4 \text{ м}$;

$$F_c^* = F_c \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i = 6,9 \text{ МПа} \times 1,6 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,15 \times 1,0 = 12,7 \text{ МПа};$$

$c = 0,8$ – как для пиленой древесины;

$$\text{по формуле (4.6)} \quad C_b = \frac{l_b + 0,0095}{l_b} = \frac{0,01 + 0,0095}{0,01} = 1,86 ;$$

$$F_b' = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_{fu} \times C_i \times C_r = 5,7 \times 1,6 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,5 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,15 = 15,7 \text{ МПа};$$

$$F_c' = F_c \times C_D \times C_M \times C_t \times C_i \times C_p = 6,9 \times 1,6 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,51 = 7,9 \text{ МПа};$$

3. Определим несущую способность стойки на изгиб со сжатием при действии ветра и постоянной нагрузки:

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{\frac{1}{8} w l^2}{S} = \frac{\frac{1}{8} 0,53 \text{ кПа} \times 0,6 \text{ м} \times (2,4 \text{ м})^2}{5,0 \times 10^{-5} \text{ м}^3} = 4,8 \text{ МПа} ;$$

– для изгиба по «сильной» оси стойки

$$\left(\frac{f_c}{F_c'} \right)^2 + \frac{f_b}{F_b' \left(1 - \frac{f_c}{F_{cE1}} \right)} \leq 1,0 ;$$

$$\left(\frac{f_c}{7,9 \text{ МПа}} \right)^2 + \frac{4,8 \text{ МПа}}{15,7 \text{ МПа} \left(1 - \frac{f_c}{10,5 \text{ МПа}} \right)} \leq 1,0$$

$$f_{c,max} = 5,1 \text{ МПа на стойку};$$

$$P_{max} = f_{c,max} A = 5,1 \text{ МПа/стойка} \times 3,8 \times 10^{-2} \text{ м} \times 8,9 \times 10^{-2} \text{ м} = 17,3 \text{ кН/стойка}.$$

Таким образом, максимальная несущая способность стойки стены на осевую (постоянную) нагрузку при сочетании нагрузок $D + W$ составляет 17,4 кН.

В большинстве случаев возможно определение характеристик стоек по таблицам из строительных норм. Только для очень высоких стен (более 3,0 м) или при больших ветровых нагрузках на стены требуется проведение специальных расчетов. При этом определяющими могут быть требования по эксплуатационной надежности, а не по прочности (см. примеры проектирования перекрытий). В таких случаях необходимо учитывать коэффициенты регулирования деформаций.

Пример 4.6. Расчет деревянной перемычки

Определить размеры сечения деревянной перемычки с учетом системных эффектов.

Исходные данные: двухэтажный дом; пролет перемычки 2,0 м (примерная ширина проема) (рис. 4.10); древесина из ели европейской (Финляндия) сорта № 2.

Нагрузки принять как для первого этажа двухэтажного жилого дома: $W_{1, floor} = 8,8 \text{ кН/м}$ (с учетом постоянных и временных нагрузок на пол); $W_{2, floor} = 5,3 \text{ кН/м}$ (с учетом постоянных, временных и снеговых нагрузок на стену над перемычкой); $W_{total} = 14,0 \text{ кН/м}$ (с учетом постоянных, временных и снеговых нагрузок).

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

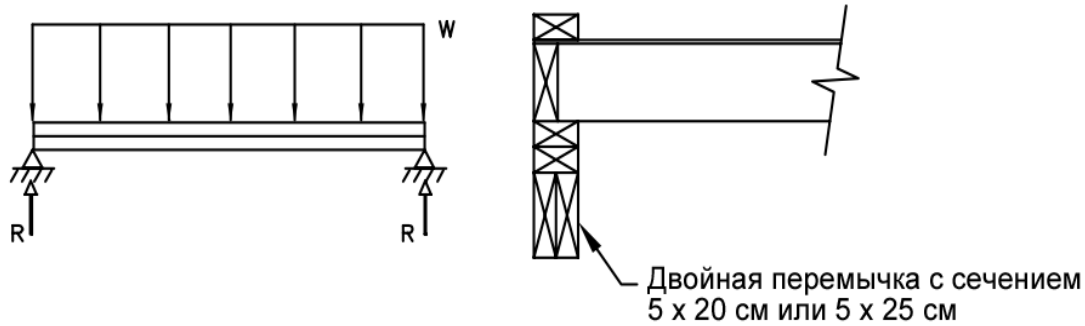


Рис. 4.10. Расчетная схема и сечение перемычки

Решение.

1. Геометрические характеристики и нормативные характеристики прочности пиломатериалов по табл. 4.1, 4.2:

$$\begin{aligned} b_1 &= 3,8 \times 10^{-2} \text{ м}; d_1 = 18,4 \times 10^{-2} \text{ м}; \\ S_{1xx} &= 2,1 \times 10^{-4} \text{ м}^3; I_{1xx} = 19,8 \times 10^{-4} \text{ м}^4; \\ b_2 &= 3,8 \times 10^{-2} \text{ м}; d_2 = 23,5 \times 10^{-2} \text{ м}; \\ S_{2xx} &= 3,5 \times 10^{-4} \text{ м}^3; I_{2xx} = 41,2 \times 10^{-4} \text{ м}^4; \\ F_b &= 4,3 \text{ МПа}; F_v = 0,9 \text{ МПа}; \\ F_{c\perp} &= 1,5 \text{ МПа}; E = 8,2 \times 10^3 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

2. Регулирующие коэффициенты и расчетные характеристики пиломатериала (см. пункт 4.5):

$$C_D = 1,0 \text{ (с учетом временных нагрузок)}; C_D = 1,15 \text{ (с учетом снеговых нагрузок)};$$

$$C_M = 1,0;$$

$$C_t = 1,0; C_L = 1,0;$$

$$C_F = 1,2 \text{ (для перемычки из элементов с сечением } 5 \times 20 \text{ см)};$$

$$C_F = 1,1 \text{ (для перемычки из элементов с сечением } 5 \times 25 \text{ см)};$$

$$C_{fu} = 1,0; C_i = 1,0;$$

$$C_r = 1,0; C_b = 1,0;$$

$$F_{1b}' = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_{fu} \times C_i \times C_r = 4,3 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,2 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 5,2 \text{ МПа};$$

$$F_{2b}' = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_{fu} \times C_i \times C_r = 4,3 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,1 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 4,7 \text{ МПа};$$

$$F_v' = F_v \times C_D \times C_M \times C_t \times C_i = 0,9 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 0,9 \text{ МПа};$$

$$F_{c\perp}' = F_{c\perp} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_b = 1,5 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 1,5 \text{ МПа};$$

$$E' = E \times C_M \times C_t \times C_i = 8,2 \times 10^3 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 8,2 \times 10^3 \text{ МПа}.$$

При наличии двойной пластины по верху перемычки значение F_b может быть увеличено на 5%:

$$F_{1b}' = F_{1b}' \times 1,05 = 5,2 \text{ МПа} \times 1,05 = 5,4 \text{ МПа}$$

(для перемычки из элементов с сечением 5×20 см);

$$F_{2b}' = F_{2b}' \times 1,05 = 4,7 \text{ МПа} \times 1,05 = 5,0 \text{ МПа}$$

(для перемычки из элементов с сечением 5×25 см).

3. Определим размеры перемычки при работе на изгиб с учетом только нагрузки на пол:

$$M_{\max} = \frac{w l^2}{8} = \frac{8,8 \text{ кН/м} (2,0 \text{ м})^2}{8} = 4,3 \text{ кНм};$$

$$f_b = \frac{M_{\max}}{S} \leq F_b';$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$\text{для 3 элементов с сечением } 5 \times 20 \text{ см} - 5,4 \times 10^3 \text{ кПа} = \frac{4,3 \text{ кНм}}{S} ;$$

$$S = 7,9 \times 10^{-4} \text{ м}^3 ;$$

$$S = 3 \times 2,1 \times 10^{-4} \text{ м}^3 = 6,5 \times 10^{-4} \text{ м}^3 < 7,9 \times 10^{-4} \text{ м}^3 \text{ (мало)} ;$$

$$\text{для 3 элементов с сечением } 5 \times 25 \text{ см} - 5,0 \times 10^3 \text{ кПа} = \frac{4,3 \text{ кНм}}{S} ;$$

$$S = 8,6 \times 10^{-4} \text{ м}^3 .$$

$$S = 3 \times 3,5 \times 10^{-4} \text{ м}^3 = 10,5 \times 10^{-4} \text{ м}^3 > 8,6 \times 10^{-4} \text{ м}^3 \text{ (достаточно)}.$$

4. Определим размеры перемычки при работе на изгиб для нагрузок на пол и от стен:

$$C_r = 1,8 \text{ (с учетом рекомендаций в табл. 4.16)} ;$$

$$F_{2b}' = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_{fu} \times C_i \times C_r = 4,3 \times 1,15 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,1 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,8 = 9,8 \text{ МПа} ;$$

$$M_{max} = \frac{w l^2}{8} = \frac{(5,3 \text{ кН/м} + 8,8 \text{ кН/м})(2,0 \text{ м})^2}{8} = 6,9 \text{ кНм} ;$$

$$f_b = \frac{M_{max}}{S} \leq F_b' ;$$

$$9,8 \times 10^3 \text{ кПа} = \frac{6,9 \text{ кНм}}{S} ;$$

$$S = 7,0 \times 10^{-4} \text{ м}^3 .$$

Для трех элементов с сечением $5 \times 25 \text{ см}$:

$$S = 3 \times 3,5 \times 10^{-4} \text{ м}^3 = 10,5 \times 10^{-4} \text{ м}^3 > 7,0 \times 10^{-4} \text{ м}^3 \text{ (достаточно)}.$$

5. Проверим несущую способность перемычки при работе на горизонтальный сдвиг:

$$V_{max} = \frac{w l}{2} = \frac{8,8 \text{ кН/м} \times 2,0 \text{ м}}{2} = 8,8 \text{ кН} ;$$

$$f_v = \frac{3V}{2A} = \frac{3 \times 8,8 \text{ кН}}{2 \times 2 \times 3,8 \times 10^{-2} \text{ м} \times 2,3 \times 10^{-1} \text{ м}} = 0,7 \times 10^3 \text{ кПа} ;$$

$$f_v \leq F_v' ;$$

$$0,7 \text{ МПа} \leq 0,9 \text{ МПа} - \text{ОК} .$$

6. Проверим несущую способность перемычки при работе на смятие:

$$R_1 = R_2 = V_{max} = 8,8 \text{ кН};$$

$$f_{c\perp} = \frac{R}{A_b} = \frac{8,8 \text{ кН}}{2 \times 3,8 \times 10^{-2} \text{ м} \times l_b} = \frac{0,1 \times 10^3 \text{ кПа}}{l_b} ;$$

$$f_{c\perp} = F_{c\perp}' ;$$

$$\frac{0,1 \text{ МПа}}{l_b} = 1,5 \text{ МПа} ;$$

$$l_b = 7,5 \times 10^{-2} \text{ м} .$$

Для стоек из двух элементов с сечением $5 \times 10 \text{ см}$:

$$l_b = 2 \times 3,8 \times 10^{-2} = 7,6 \times 10^{-2} \text{ м} \text{ (достаточно)}.$$

7. Проверим деформации перемычки:

$$\rho_{max} = \frac{5 w l^4}{384 EI} = \frac{5 \times 8,8 \text{ кН/м} (2,0 \text{ м})^4}{384 \times 8,2 \times 10^6 \text{ кПа} \times 4,1 \times 10^{-5} \text{ м}^4 \times 2} = 2,6 \times 10^{-3} \text{ м} ;$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$\rho_{all} = \frac{l}{240} = \frac{2,0 \text{ м}}{240} = 8,3 \times 10^{-3} \text{ м} ;$$
$$\rho_{max} \leq \rho_{all} - OK .$$

Итак, следует принять перемычку из трех элементов с сечением $5 \times 25 \text{ см}$ из ели европейской (Финляндия) сорта № 2 для пролета $2,0 \text{ м}$. Использование древесины более прочной породы или повышение сорта пиломатериала дает возможность применить перемычки из трех элементов с сечением $5 \times 20 \text{ см}$.

Пример 4.7. Расчет деревянной колонны

Проверить несущую способность деревянной колонны с сечением $10 \times 10 \text{ см}$.

Исходные данные: колонна, поддерживающая балку перекрытия пола, из ели европейской (Финляндия) сорта № 1, нагрузка $D + L = 21,4 \text{ кН}$, высота колонны $2,25 \text{ м}$.

Решение.

1. Геометрические характеристики и нормативные характеристики прочности пиломатериала по табл. 4.1, 4.2:

$$b = 8,9 \times 10^{-2} \text{ м}; d = 8,9 \times 10^{-2} \text{ м};$$
$$F_c = 5,7 \text{ МПа}; E = 9,6 \times 10^3 \text{ МПа}.$$

2. Регулирующие коэффициенты и расчетные характеристики пиломатериала (см. пункт 4.5):

$$C_D = 1,0; C_M = 1,0;$$
$$C_t = 1,0; C_F = 1,15;$$
$$C_i = 1,0;$$

по формуле (4.4)
$$C_P = \frac{1 + F_{cE}/F_c^*}{2c} - \sqrt{\left(\frac{1 + F_{cE}/F_c^*}{2c}\right)^2 - \frac{F_{cE}/F_c^*}{c}} =$$

$$= \frac{1 + 12,7/6,5}{2 \times 0,8} - \sqrt{\left(\frac{1 + 12,7/6,5}{2 \times 0,8}\right)^2 - \frac{12,7/6,5}{0,8}} = 0,86 ;$$

где по формуле (4.5)
$$F_{cE} = \frac{0,822 E_{min}'}{(l_e/d)^2} = \frac{0,822 \times 9,6 \times 10^3 \text{ МПа}}{(2,25 \text{ м}/8,9 \times 10^{-2} \text{ м})^2} = 12,7 \text{ МПа} ;$$

$$E_{min}' = E \times C_M \times C_t \times C_i = 9,6 \times 10^3 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 9,6 \times 10^3 \text{ МПа};$$

и при этом в соответствии с табл. 4.10 $l_e = K_e \times l = 1,0 \times 2,25 \text{ м} = 2,25 \text{ м} ;$

$$F_c^* = F_c \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i = 5,7 \text{ МПа} \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,15 \times 1,0 = 6,5 \text{ МПа};$$

$$c = 0,8 - \text{как для пиленой древесины};$$

$$F_c' = F_c \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times C_P = 5,7 \text{ МПа} \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,15 \times 1,0 \times 0,86 = 5,6 \text{ МПа}.$$

3. Определим несущую способность на сжатие колонны сечением $10 \times 10 \text{ см}$:

$$P_{all} = F_c' \times A = 5,6 \times 10^3 \text{ кПа} \times 8,9 \times 10^{-2} \text{ м} \times 8,9 \times 10^{-2} \text{ м} = 44,6 \text{ кН}.$$

Итак, сечение колонны $10 \times 10 \text{ см}$ достаточно для восприятия осевой нагрузки $21,4 \text{ кН}$. Возможно увеличение шага колонн. При использовании колонны с прямоугольным сечением должны быть определены деформации в направлении «слабой» оси с учетом расстояний между боковыми связями (если таковые имеются). Составная колонна даже при одинаковых размерах сечения более восприимчива к потере продольной устойчивости в направлении «слабой» оси.

Пример 4.8. Расчет деревянного стропила

Определить минимальное сечение стропила из сосны обыкновенной (Финляндия) сорта № 1.

Исходные данные: двухэтажный дом; шаг стропил 0,4 м; горизонтальный пролет стропила 3,7 м (фактический пролет $l_u = 4,4$ м); уклон крыши 2 : 3.

Нагрузки на крышу: постоянная нагрузка $D = 0,5$ кПа, снеговая нагрузка $S = 1,0$ кПа, ветровая нагрузка $W_{out} = 0,6$ кПа (направленная наружу, подъемная), $W_{in} = 0,3$ кПа (направленная вовнутрь) (при скорости ветра в порывах 40 м/с), временная нагрузка $L_r = 0,5$ кПа.

Решение.

1. Рассмотрим следующие сочетания нагрузок (см. табл. 2.1):

- $0,6D + W_u$ – для расчета стропила на изгиб наружу (сжатая сторона балки не имеет опирания); данное сочетание также следует рассмотреть также при расчете связей стропила с колоннами;
- $D + (L_r \text{ или } S)$ – для расчета стропила на изгиб вовнутрь; временная нагрузка L_r может не учитываться, так как снеговая нагрузка S на крышу больше временной нагрузки L_r ;
- $D + W$ – это сочетание может не рассматриваться, поскольку снеговая нагрузка больше ветровой.

2. Нормативные характеристики прочности пиломатериала по табл. 4.2:

$$F_b = 6,6 \text{ МПа}; F_v = 1,0 \text{ МПа};$$

$$E = 9,6 \times 10^3 \text{ МПа}.$$

3. Регулирующие коэффициенты и расчетные характеристики для стропила сечением 5×20 см (см. пункт 4.5):

$$C_D = 1,6 \text{ (с учетом ветровых нагрузок)}; C_D = 1,15 \text{ (с учетом снеговых нагрузок)};$$

$$C_M = 1,0; C_t = 1,0;$$

$$C_i = 1,0; C_r = 1,15;$$

$$C_F = 1,2 \text{ (для элемента с сечением } 5 \times 20 \text{ см)};$$

изгиб наружу, сочетание нагрузок $0,6D + W$, без продольной поддержки сжатой стороны

$$C_L = \frac{1 + F_{bE}/F_b^*}{1,9} - \sqrt{\left(\frac{1 + F_{bE}/F_b^*}{1,9} \right)^2 - \frac{F_{bE}/F_b^*}{0,95}} =$$

$$= \frac{1 + 11,8 \text{ МПа}/14,5 \text{ МПа}}{1,9} - \sqrt{\left(\frac{1 + 11,8 \text{ МПа}/14,5 \text{ МПа}}{1,9} \right)^2 - \frac{11,8 \text{ МПа}/14,5 \text{ МПа}}{0,95}} = 0,72 ;$$

$$F_b^* = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times C_r = 6,6 \text{ МПа} \times 1,6 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,15 = 14,5 \text{ МПа};$$

$$l_e = 1,63l_u + 3d = 1,63 \times 4,4 \text{ м} + 3 \times 18,4 \times 10^{-2} \text{ м} = 7,7 \text{ м};$$

$$R_B = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}} = \sqrt{\frac{7,7 \text{ м} \times 1,8 \times 10^{-1} \text{ м}}{(3,8 \times 10^{-2} \text{ м})^2}} = 31 < 50 - \text{ОК} ;$$

$$E_{min}' = E \times C_M \times C_t \times C_i = 9,6 \times 10^3 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 9,6 \times 10^3 \text{ МПа};$$

$$F_{bE} = \frac{1,20 E_{min}'}{R_b^2} = \frac{1,20 \times 9,6 \times 10^3 \text{ МПа}}{31^2} = 11,8 \text{ МПа} ,$$

изгиб вовнутрь, сочетание нагрузок $D + S$, с продольной поддержкой сжатой стороны

$$C_L = 1,0;$$

$$C_{fu} = 1,0;$$

$$F_{1b}' = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_{fu} \times C_i \times C_r = 6,6 \times 1,15 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,2 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,15 = 14,5 \text{ МПа};$$

$$F_{2b}' = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_{fu} \times C_i \times C_r = 6,6 \times 1,6 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,72 \times 1,2 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,15 = 10,5 \text{ МПа};$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$F_v' = F_v \times C_D \times C_M \times C_t \times C_i = 1,0 \times 1,15 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 1,2 \text{ МПа};$$
$$E' = E \times C_M \times C_t \times C_i = 9,6 \times 10^3 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 9,6 \times 10^3 \text{ МПа}.$$

4. Определим изгибающую нагрузку, поперечную силу и момент для сочетания нагрузок $D + S$:

$$w_D = 0,5 \text{ кПа} \times 4,4 \text{ м} \times 0,4 \text{ м} / 3,7 \text{ м} = 0,2 \text{ кН/м};$$
$$w_S = 1,0 \text{ кПа} \times 3,7 \text{ м} \times 0,4 \text{ м} / 3,7 \text{ м} = 0,4 \text{ кН/м};$$
$$w_{total} = 0,6 \text{ кН/м};$$
$$W_{total} = 0,6 \text{ кН/м} \times \cos(\arctg 0,67) = 0,5 \text{ кН/м};$$
$$V_{max} = \frac{W_{total} l}{2} = \frac{0,5 \text{ кН/м} \times 3,7 \text{ м}}{2} = 0,9 \text{ кН};$$
$$M_{max} = \frac{W_{total} l^2}{8} = \frac{0,5 \text{ кН/м} \times (3,7 \text{ м})^2}{8} = 0,9 \text{ кНм}.$$

5. Определим изгибающую нагрузку, поперечную силу и момент для сочетания нагрузок $0,6D + W_u$.

Ветровая нагрузка действует перпендикулярно к стропилу, а снеговая нагрузка действует в направлении силы тяжести. Силу тяжести для стропила не следует учитывать, поскольку она оказывает незначительное влияние. Системные эффекты для крыши также игнорируются. Кроме того, карниз из-за небольшой длины будет оказывать незначительное воздействие на стропило. Таким образом, стропило должно быть рассчитано как наклонный изгибаемый элемент. При этом следует учесть дополнительную подъемную нагрузку на карниз.

Подъемная ветровая нагрузка, действующая на стропило, определяется следующим образом:

$$w_{D,tr} = w_D \cos(\arctg 0,67) = 0,5 \text{ кПа} \times 0,4 \text{ м} \times \cos(\arctg 0,67) = 0,3 \text{ кН/м};$$
$$w_{W,tr} = 0,6 \text{ кПа} \times 0,4 \text{ м} = 0,2 \text{ кН/м (вверх)};$$
$$W_{total} = 0,3 \text{ кН/м} - 0,2 \text{ кН/м} = 0,1 \text{ кН/м (вверх)};$$
$$V_{max} = \frac{W_{total} l}{2} = \frac{0,1 \text{ кН/м} \times 4,4 \text{ м}}{2} = 0,2 \text{ кН};$$
$$M_{max} = \frac{W_{total} l^2}{8} = \frac{0,1 \text{ кН/м} \times (4,4 \text{ м})^2}{8} = 0,2 \text{ кНм}.$$

6. Проверим изгибающие напряжения для элемента с сечением $5 \times 20 \text{ см}$ ($b = 3,8 \times 10^{-2} \text{ м}$; $d = 18,4 \times 10^{-2} \text{ м}$; $S_{xx} = 2,2 \times 10^{-4} \text{ м}^3$; $I_{xx} = 19,8 \times 10^{-4} \text{ м}^4$):

изгиб наружу

(сочетание нагрузок $0,6D + W_u$)

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{0,2 \text{ кНм}}{2,2 \times 10^{-4} \text{ м}} = 1,0 \text{ МПа};$$
$$1,0 \text{ МПа} \ll 10,5 \text{ МПа} - \text{ОК};$$

изгиб вовнутрь

(сочетание нагрузок $D + S$)

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{0,9 \text{ кНм}}{2,2 \times 10^{-4} \text{ м}} = 4,0 \text{ МПа};$$
$$f_b = 4,0 \text{ МПа} \ll F_b = 14,5 \text{ МПа} - \text{ОК}.$$

Таким образом, достаточно одного элемента с сечением $5 \times 20 \text{ см}$ без продольной поддержки по сжатой стороне.

7. Проверим горизонтальный сдвиг:

$$f_v = \frac{3V}{2A} = \frac{3 \times 1,0 \text{ кН}}{2 \times 3,8 \times 10^{-2} \times 1,8 \times 10^{-1} \text{ м}^2} = 0,2 \text{ МПа} ;$$
$$f_v = 0,2 \text{ МПа} \ll 1,2 \text{ МПа} - \text{ОК} .$$

8. Проверим деформации для гравитационных сил:

$$\rho_{\max} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5 \times 0,5 \text{ кН/м} (4,4 \text{ м})^4}{384 \times 9,6 \times 10^6 \text{ кПа} \times 2,0 \times 10^{-5} \text{ м}^4} = 1,3 \times 10^{-2} \text{ м} ;$$
$$\rho_{\text{all}} = \frac{l}{180} = \frac{4,4 \text{ м}}{180} = 2,4 \times 10^{-2} \text{ м} ;$$
$$\rho_{\max} \ll \rho_{\text{all}} - \text{ОК} .$$

Итак, стропила из сосны обыкновенной (Финляндия) сорта № 1 с сечением 5×20 см при шаге 40 см имеют достаточную несущую способность и жесткость. При шаге стропил 50 см (по 5 балок на каждые 2,4 м) пиломатериал использовался бы более эффективно.

Пример 4.9. Расчет углового деревянного стропила

Определить размеры сечения и сорт древесины для углового стропила (рис. 4.11).

Исходные данные: одноэтажный дом; обычные стропила с размерами сечения 5×20 см при шаге 40 см и пролете 4,3 м; толщина стен 0,1 м; длина карниза 0,3 м; уклон крыши 1:1; постоянная нагрузка $D = 0,5 \text{ кПа}$; временная нагрузка на крышу $L_r = 0,7 \text{ кПа}$; снеговая нагрузка $S = 0,5 \text{ кПа}$; ветровая нагрузка $W_{\text{out}} = 0,5 \text{ кПа}$ (наружу) и $W_{\text{in}} = 0,2 \text{ кПа}$ (вовнутрь) при скорости ветра в порывах 40 м/с.

Решение.

1. Оценим сочетания нагрузок.

Определяющим является сочетание постоянной и временной нагрузок на крышу $D + L_r$. Сочетание постоянной и ветровой нагрузок на крышу $0,6D + W_u$ может не рассматриваться, так как угловое стропило закреплено обрешеткой и обшивкой. Ветровой подъем следует учитывать только при расчете креплений угловых стропил.

2. Назначим конструктивно размеры сечения и сорт древесины для углового стропила в составе конструкции из обычных стропил и потолочных балок с учетом существующей практики.

Примем угловое стропило из ели европейской (Финляндия) сорта № 1 с размерами сечения 5×30 см (на два размера больше обычного стропила). По длине это стропило может быть выполнено из двух элементов с соединением внахлестку в середине пролета. Длину нахлестки следует принять 1,2 м, и оба элемента должны соединяться обычными гвоздями марки 10d с шагом 40 см.

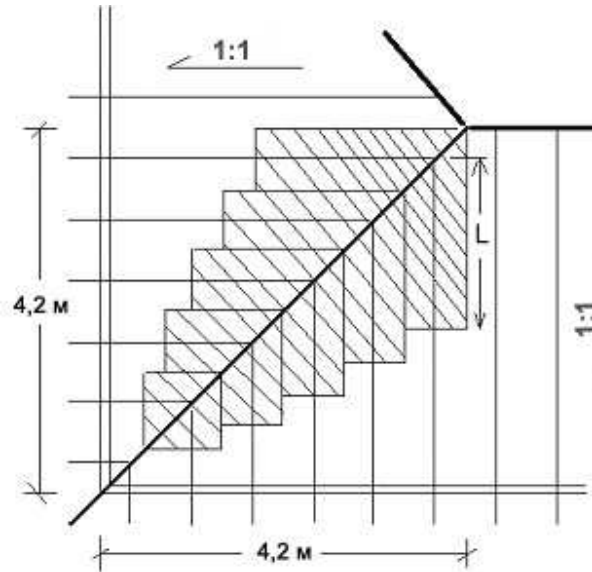


Рис. 4.11. План крыши, схема углового стропила и грузовая площадь

3. Определим размеры углового стропила при потолочной конструкции с опиранием коньковой балки на внешние стены и колонны:

– предположим, что угловое стропило шарнирно оперто, и при этом проигнорируем нагрузки на карниз;

– горизонтальный пролет углового стропила

$$L_{hor} = \sqrt{(4,3 \text{ м} - 0,1 \text{ м})^2 + (4,3 \text{ м} - 0,1 \text{ м})^2} = 5,9 \text{ м} ;$$

– пролет стропила L_{str} как 1/2 от общего пролета,

$$L_{str} = 1/2 \times (4,3 \text{ м} - 0,1 \text{ м}) = 2,1 \text{ м};$$

– равномерно распределенная нагрузка на угловое стропило,

$$w = 2 \times L_{str} \times \text{нагрузка на крышу} = 2 \times 2,1 \text{ м} \times (0,5 \text{ кПа} + 0,7 \text{ кПа}) = 5,0 \text{ кН/м};$$

– эта линейная нагрузка приложена перпендикулярно проекции стропила, наклоненного под углом 45° . С учетом наклона углового стропила максимальная равномерно распределенная нагрузка на него определяется следующим образом:

$$W_{max} = 5,0 \text{ кН/м} \times \sin(\arctg 1) = 3,5 \text{ кН/м} ;$$

– нагрузка может быть определена более простым способом с учетом того, что угловое стропило воспринимает нагрузку от половины площади угла крыши,

$$\text{площадь угла крыши} = (4,3 \text{ м} - 0,1 \text{ м}) (4,3 \text{ м} - 0,1 \text{ м}) = 17,5 \text{ м}^2;$$

– горизонтальная площадь крыши, поддерживаемая угловым стропилом,

$$H_s = 1/2 \times 17,5 \text{ м}^2 = 8,7 \text{ м}^2;$$

– полная нагрузка на угловое стропило

$$W = 8,7 \text{ м}^2 \times (0,5 \text{ кПа} + 0,7 \text{ кПа}) = 10,4 \text{ кН};$$

– предполагая форму эпюры равномерно распределенной нагрузки в виде треугольника, можно записать

$$W_{max} = \frac{2W}{l} = \frac{2 \times 10,4 \text{ кН}}{5,9 \text{ м}} = 3,5 \text{ кН/м} .$$

Эпюру нагрузок на угловое стропило примем в следующем виде (рис. 4.12):

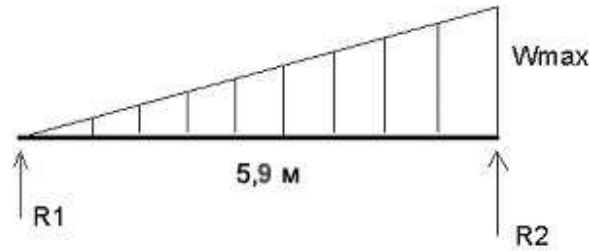


Рис. 4.12. Эпюра нагрузок на угловое стропило

Найдем опорные реакции для углового стропила (см. табл. П2 в приложении):

$$R_1 = \frac{W_{max} l}{6} = \frac{3,5 \text{ кН/м} \times 5,9 \text{ м}}{6} = 3,5 \text{ кН} ;$$

$$R_2 = \frac{W_{max} l}{3} = \frac{3,5 \text{ кН/м} \times 5,9 \text{ м}}{3} = 7,0 \text{ кН} .$$

При определении нагрузки на конец углового стропила используется значение R_2 . Поперечная сила V_{max} на опоре может быть оценена по горизонтальному напряжению сдвига:

$$\frac{3,5 \text{ кН/м}}{5,9 \text{ м}} = \frac{X}{(5,9 \text{ м} - 0,3 \text{ м})} ;$$

$$X = 3,4 \text{ м} ;$$

$$V_{max} \approx 7,0 \text{ кН} - \frac{1}{2} (3,4 \text{ кН/м} + 3,5 \text{ кН/м}) 0,3 \text{ м} = 6,0 \text{ кН} .$$

Максимальный момент определяется следующим образом:

$$M_{max} = \frac{W_{max} l^2}{9\sqrt{3}} = \frac{3,5 \text{ кН/м} (5,9 \text{ м})^2}{9\sqrt{3}} = 7,9 \text{ кНм} .$$

Определим напряжения изгиба и сорт пиломатериала при использовании двух элементов с сечением $5 \times 30 \text{ см}$ ($b = 3,8 \times 10^{-2} \text{ м}$; $d = 28,6 \times 10^{-2} \text{ м}$; $S_{xx} = 1,0 \times 10^{-3} \text{ м}^3$; $I_{xx} = 14,8 \times 10^{-3} \text{ м}^4$):

– нормативные характеристики прочности пиломатериала по табл. 4.2:

$$F_b = 5,7 \text{ МПа}; F_v = 0,9 \text{ МПа};$$

$$E = 9,6 \times 10^3 \text{ МПа}.$$

– регулирующие коэффициенты и расчетные характеристики для стропила сечением $5 \times 30 \text{ см}$ (см. п. 4.5):

$$C_D = 1,25 \text{ (с учетом временных нагрузок);}$$

$$C_M = 1,0; C_t = 1,0;$$

$$C_L = 1,0; C_F = 1,0; C_{fu} = 1,0;$$

$$C_i = 1,0; C_r = 1,15;$$

$$f_{b,req} = \frac{M}{S} = \frac{7,9 \text{ кНм}}{1,0 \times 10^{-3} \text{ м}^3} = 7,9 \text{ МПа} ;$$

– полагая $f_{b,req} = F_b'$, находим напряжение при изгибе следующим образом:

$$7,9 \text{ МПа} = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_{fu} \times C_i \times C_r = F_b \times 1,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,15;$$

$$F_b = 5,3 \text{ МПа}.$$

Такое напряжение при изгибе позволяет применение пиломатериала сорта № 1 из ели европейской (Финляндия) с сечением $5 \times 30 \text{ см}$ ($F_b = 5,7 \text{ МПа}$).

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

В расчетах не рассмотрены системные эффекты от действия обшивки и складчатой конструкции крыши. Такие системные эффекты могут внести значительный вклад в повышение несущей способности углового стропила на изгиб. Методы аналитической оценки этих эффектов в достаточной мере не разработаны.

Проверим горизонтальный сдвиг:

$$f_v = \frac{3V}{2A} = \frac{3 \times 6,0 \text{ кН}}{2 \times 3,8 \times 10^{-2} \text{ м} \times 28,6 \times 10^{-2} \text{ м}} = 0,4 \text{ МПа} ;$$

– полагая $f_{b,req} = F_v'$, находим напряжение при изгибе следующим образом:

$$0,4 \text{ МПа} = F_v \times C_D \times C_M \times C_t \times C_i = F_b \times 1,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0;$$

$$F_v = 0,3 \text{ МПа}.$$

Такое напряжение при сдвиге позволяет использование пиломатериала сорта № 1 из ели европейской (Финляндия) с сечением $5 \times 30 \text{ см}$ ($F_v = 0,9 \text{ МПа}$).

Итак, требуется применение двух элементов с сечением $5 \times 30 \text{ см}$ из ели европейской (Финляндия) сорта № 1. Для традиционной конструкции крыши из потолочных балок и стропил можно принимать угловое стропило на один или два размера больше, чем для обычного стропила.

Глава 5. Расчет и конструирование соединений конструкций

5.1. Общие сведения

Соединения конструкций каркасного жилого дома выполняют следующие функции:

- передают нагрузки, воспринимаемые конструктивными элементами и системами, на другие части дома, путем формирования непрерывных путей нагружения;
- закрепляют несущие элементы и технологическое оборудование дома;
- крепят элементы для сопротивления временным нагрузкам во время строительства дома.

Независимо от типа и качества применяемых материалов, любое сооружение прочно и надежно только в том случае, если системы его элементов ведут себя как единое целое с надлежащей взаимосвязью между составными частями.

Соединения в жилых домах передают нагрузки от одного элемента к другому (обычно сверху вниз) или от одной системы элементов к другой (например, от крыши к стене, от стены к перекрытию пола, от перекрытия к фундаменту). Эти соединения в общем случае включают два или более механических крепежных средств. В дополнении к механическим крепежным средствам в отделках стен или обшивках полов при креплении к деревянным обрешеткам могут также применяться клеевые соединения.

Настоящая глава посвящена обычным соединениям деревянных конструкций, а именно, с помощью гвоздей, болтов и некоторых специальных крепежных средств. Процедуры проектирования соединений деревянных конструкций основаны на требованиях норм NDS-2005. В данной главе также рассмотрены вопросы проектирования соединений деревянных элементов с бетоном и каменной кладкой в соответствии с требованиями норм ACI 318-05/318R-05 и ACI 530/530.1-05.

Проектирование большинства соединений в типовом жилищном строительстве США ведется с помощью спецификаций, приведенных в строительных нормах ICC IBC-2009, ICC IRC-2009. В табл. 5.1 приведены некоторые рекомендуемые указанными нормами схемы гвоздевых соединений для деревянных домов.

Таблица 5.1

Схемы гвоздевых соединений конструкций деревянных домов

Применение	Метод забивки гвоздей	Количество гвоздей	Марка гвоздей	Примечания
Перемычки по балкам	По концам	3	16d	
Балки по подоконным доскам или прогонам	Под углом	2	10d	
	Под углом	3	8d	
Перемычки и ригеля (пояса)	Под углом		8d	Шаг 40 см
Дощатая обшивка	По лицевой стороне	2 или 3	8d	По каждой доске
Стойки по обвязкам	По концам	2	16d	По каждой стойке
	Под углом	4	8d	
Закладные детали по балкам или распоркам	По лицевой стороне		16d	Шаг 40 см
Двойные стойки	По лицевой стороне, зигзагообразно		10d	Шаг 40 см
Концевые стойки перегородок по внешним стенным стойкам	По лицевой стороне		16d	Шаг 40 см
Элементы обвязок	По лицевой стороне		10d	Шаг 40 см
Двойные обвязки внахлестку и по пересечениям	По лицевой стороне	4	10d	
Непрерывные перемычки, две части, каждый край	По лицевой стороне		10d	Шаг 30 см
Потолочные балки по верхним обвязкам	Под углом	3	8d	
Потолочные балки внахлестку	По лицевой стороне	4	16d	
Стропила по подкладкам	Под углом	3	8d	
Стропила по потолочным балкам	По лицевой стороне	4	16d	
Стропила по разжелобкам или угловым стропильным ногам	Под углом	4	10d	
Стропила по коньковой доске	По концам	3	16d	
	Под углом	4	8d	
Строительные ригеля по стропилам, толщина элементов 5 см	По лицевой стороне	2	12d	
Строительные ригеля по стропилам, толщина элементов 2,5 см	По лицевой стороне	3	8d	
Диагональные подкосы по стойкам и обвязкам, толщина элементов 2,5 см	По лицевой стороне	2	8d	
Пересекающиеся стойки по углам	По лицевой стороне		16d	Шаг 30 см
Изготовленные прогоны и балки, 3 или более элементов, по каждому краю	По лицевой стороне		10d	Шаг 30 см

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Применение	Метод забивки гвоздей	Количество гвоздей	Марка гвоздей	Примечания
Деревянные строительные панели толщиной 1,25 см (или менее)	По лицевой стороне	Гвозди 6d с шагом 15 см по краям панелей; 30 см по промежуточной обрешетке		
Деревянные строительные панели обшивки стен/крыш/полов толщиной 1,25 см (или более)	По лицевой стороне	Гвозди 8d с шагом 15 см по краям панелей; 30 см по промежуточной обрешетке		
Деревянные подоконные доски по бетону или каменной кладке		Анкерные болты диаметром 1,25 см с шагом 1,8 м и на расстоянии 0,3 м от концов элементов		

При проектировании соединений с учетом рекомендаций в табл. 5.1 необходимо учитывать местные особенности жилищного строительства. Особенно это касается проектирования соединений в специальных случаях (например, в районах с сильным ветром).

В дополнение к обычным крепежным средствам разработано немало специальных механических средств крепежа. Перед применением необходимо изучать и тщательно верифицировать предложения заводов-изготовителей относительно специальных крепежных средств и соответствующих инструментов.

5.2. Крепежные средства

В деревянных каркасных жилых домах применяются следующие механические крепежные средства:

- гвозди;
- болты;
- шурупы с квадратной головкой под ключ;
- специальные средства.

Ниже представлены некоторые краткие описания вышеупомянутых крепежных средств. Приведены сведения об их расчетных характеристиках и даны соответствующие рекомендации по проектированию. Кроме того, представлены примеры расчета для различных типовых применений в жилищном строительстве.

Гвозди. На рис. 5.1 изображены типы гвоздей, наиболее часто применяемых в США при соединении деревянных конструкций. Далее приводятся некоторые сведения об этих гвоздях с точки зрения конструктивного проектирования. Дополнительная информация приведена в стандартах ASTM F547-06, ASTM F1667-05.

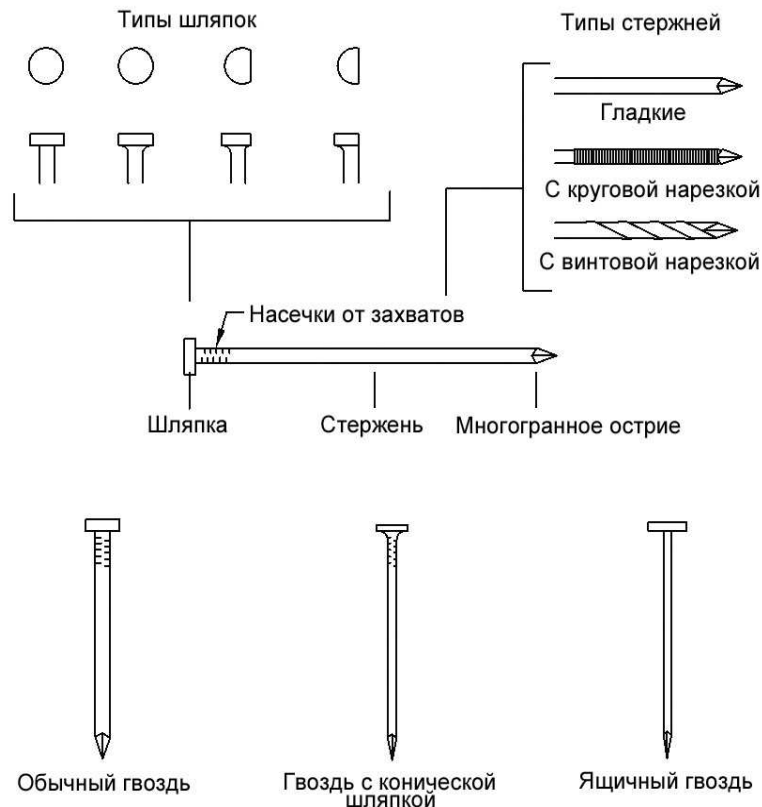


Рис. 5.1. Типы гвоздей и их элементы

В жилищном деревянном строительстве чаще всего используются:

- обычные гвозди – в виде простого гладкого стержня с плоской шляпкой и многогранным острием. Диаметр обычного гвоздя больше, чем у гвоздя с конической шляпкой и ящичного гвоздя той же длины. Обычные гвозди используются, прежде всего, для рамных конструкций;
- гвозди с конической шляпкой – с гладким или нарезным тонким стержнем, с конической шляпкой и многогранным острием. Диаметр шляпки меньше, чем для обычного гвоздя такой же марки. Гвозди с конической шляпкой используются, прежде всего, там, где может иметь место раскол пиломатериала;
- ящичные гвозди – с гладкими, покрытыми или гальванизированными стержнями, с плоской шляпкой и многогранным острием. Они делаются более тонкими и легкими, чем обычные гвозди и гвозди с конической шляпкой. Ящичные гвозди обычно используются при забивке под углом и для других соединений, где может иметь место раскол пиломатериала;
- тонкие гвозди с упроченной поверхностью (цементированные) – подобны описанным выше гвоздям, но с закалкой с добавлением углерода, могут иметь кольцевые нарезы (в виде кольцевых нитей);
- гвозди с механическим приводом (а также скобы) – забиваются с помощью механических инструментов (например, пневматических пистолетов). Такие гвозди имеют разнообразные диаметры, длины и формы шляпок. Их стержни обычно цементируются и нарезаются для увеличения несущей способности. Скобы также выпускаются с широким диапазоном диаметра, ширины и длины ножек.

Гвозди в США исторически маркируются в зависимости от количества d . В соответствии со стандартами регулируется также длина L и диаметр D стержня гвоздя, а также тип и

диаметр H шляпки. В табл. 5.2 представлены некоторые сведения о гвоздях по стандарту NDS-2005.

Таблица 5.2

Типы гвоздей, их марки и размеры

Тип	Размер, мм	Марка									
		6d	8d	10d	12d	16d	20d	30d	40d	50d	60d
Обычный	L	50,8	63,5	76,2	82,6	88,9	101,6	114,3	127,0	139,7	152,4
	D	2,9	3,3	3,8	3,8	4,1	4,9	5,3	5,7	6,2	6,7
	H	6,8	7,1	7,9	7,9	8,7	10,3	11,1	11,9	12,7	13,5
Ящичный	L	50,8	63,5	76,2	82,6	88,9	101,6	114,3	127,0	-	-
	D	2,5	2,9	3,3	3,3	3,4	3,8	3,8	4,1	-	-
	H	6,8	7,5	7,9	7,9	8,7	9,5	9,5	10,3	-	-
Цементи- рованный	L	47,6	60,3	73,0	79,4	82,6	95,3	108,0	120,7	-	146,1
	D	2,3	2,9	3,0	3,4	3,8	4,5	4,9	5,3	-	6,2
	H	5,9	6,8	7,1	7,9	8,7	9,5	10,3	11,1	-	12,7

Длина L и диаметр D стержня гвоздя – наиболее важные параметры, влияющие на прочность гвоздевых соединений деревянных конструкций. Также важен предел текучести стали (например, для сдвиговых соединений).

Среди множества типов шляпок выделяются три типа:

- плоская шляпка – обычная шляпка. Она плоская и круглая, и ее верхняя и несущая поверхности параллельны, но с немного округленными краями;
- коническая шляпка – немного меньше по диаметру, чем плоская шляпка. Она также имеет плоскую верхнюю поверхность, при этом несущая поверхность шляпки ориентирована под углом, что позволяет немного утопить шляпку;
- шляпки пневматических гвоздей – имеют формы вышеупомянутых типов, могут применяться и другие формы, например, полукруглые или с D -формой.

Стержень является главным элементом гвоздя. Он тянется от шляпки гвоздя до острия, и может быть простым или нарезным. Простой стержень является «гладким» стержнем, но он может иметь насечки от захватов, формы и размеры которых зависят от особенностей производственного процесса. Нарезной стержень покрывается нарезками или рисками, чтобы обеспечить дополнительное сопротивление на выдергивание. Нарезы могут быть кольцевыми, винтовыми или продольными, создающими выступы и канавки. Канавки могут быть винтовыми или вертикальными. Нарезные гвозди чаще всего используются для соединения древесины с древесиной, а рифленые гвозди используются, чтобы соединить древесину с бетоном (например, подоконную доску с бетонной плитой или обрешетку пола с бетоном фундамента или каменной кладкой стены). Диаметр стержня и состояние его поверхности определяют несущую способность гвоздя.

Острие гвоздя (см. рис. 5.1) находится на конце сужения стержня, сформированного при изготовлении, чтобы ускорить продвижение гвоздя в материал. Обычно используется многогранное острие. Оно представляет собой симметричное острие с четырьмя приблизительно равными скошенными сторонами, имеющими форму пирамиды. Острие гвоздей, используемых для забивания в бетон, имеет закругления. Тип острия влияет на проникающую способность гвоздя, возможность раскола пиломатериала и прочность соединения.

В качестве материала для гвоздей используется сталь обычная, нержавеющая или термообработанная, а также алюминий или медь. Гвозди, как правило, изготавливаются из обычной стали. Гвозди из нержавеющей стали рекомендуются для применения в районах

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

морских побережий или для определенных применений (например, для предотвращения окрашивания ржавчиной ценных пород дерева). Гвозди из нержавеющей стали также применяются при устройстве деревянных фундаментов. Термообработанная сталь применяется для изготовления ожеженных, поверхностно-закаленных или цементированных гвоздей, которые можно забивать в особо твердые материалы (например, в бетон).

Различные покрытия гвоздей обеспечивают их коррозионную стойкость, повышенное сопротивление на выдергивание или легкость погружения. Некоторые из наиболее обычных покрытий гвоздей в жилищном деревянном строительстве:

- чистые – непокрытые и гладкие поверхности гвоздей;
- цементированные – покрытые жаропрочным цементом, предотвращающим коррозию при хранении и улучшающим прочность на выдергивание с учетом влажности и плотности пиломатериала и других факторов;
- гальванизированные – покрытые цинком разными способами для предотвращения коррозии при хранении и после забивки. Толщина покрытия увеличивает диаметр гвоздя и прочность на сдвиг или выдергивание.

Болты используются для крепления древесины к другим материалам, например, к металлу или бетону. Вместо болтов могут применяться специальные крепежные средства с механическим приводом. На рис. 5.2 показаны некоторые типы болтов и схемы соответствующих болтовых соединений, применяемых в жилищном строительстве США.

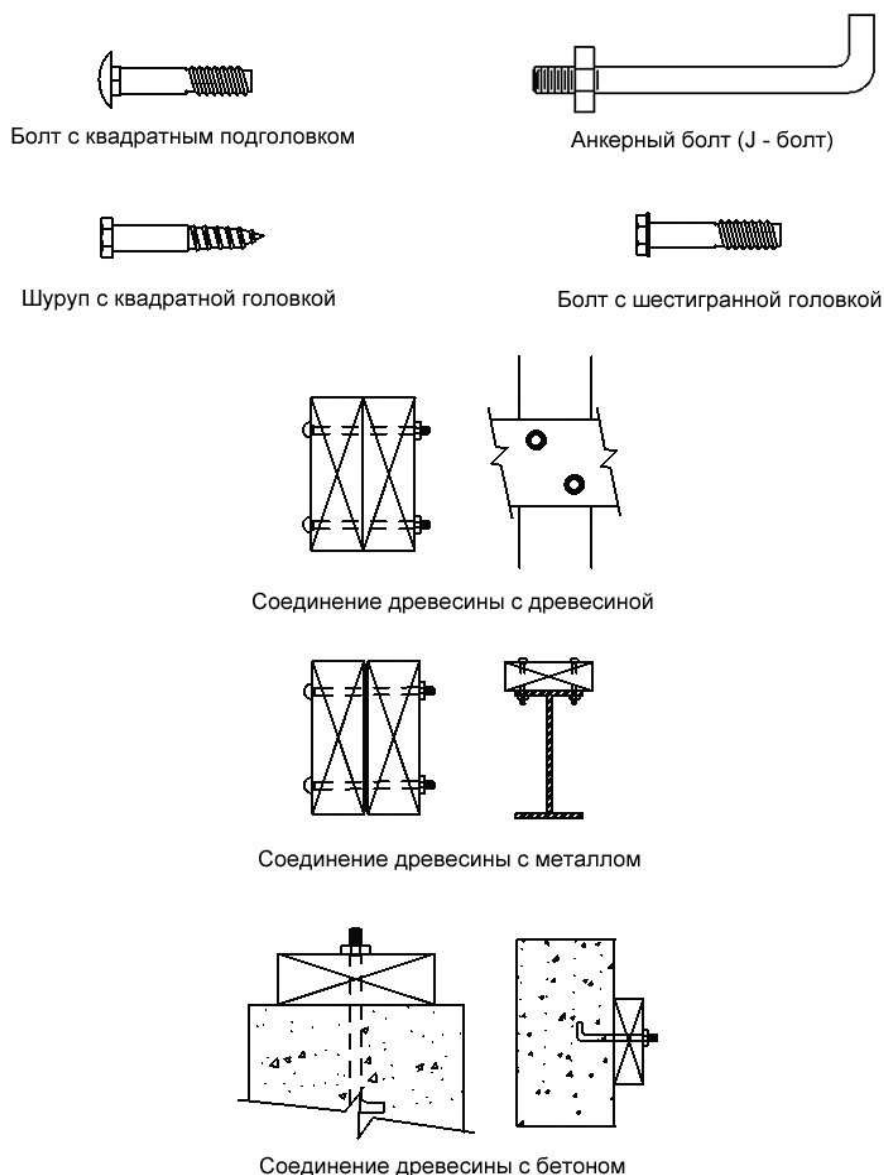


Рис. 5.2. Типы болтов и схемы болтовых соединений

Фундаментные болты обычно заделываются в бетон или заполненную раствором кладку, и их еще называют анкерными болтами. Другим типом болтов, иногда используемым в строительных целях, являются болты с квадратным подголовком, служащие для соединения древесины со сталью или древесины с древесиной.

В жилищном строительстве США чаще всего применяются болты пониженной прочности по стандарту ASTM A307-04. Болты повышенной прочности по стандарту ASTM A325-06 более обычны для коммерческого строительства.

Диаметры болтов находятся в пределах от 6,4 до 19,1 мм, но наиболее часто применяются болты диаметром от 12,7 до 15,8 мм, особенно в соединениях деревянных подоконных досок с заполненной раствором кладкой или бетоном.

Болты, в отличие от гвоздей, устанавливаются в предварительно просверленные отверстия. Если отверстия являются слишком узкими, то при установке болтов возможен раскол деревянных элементов. Если отверстия слишком широкие, то возможна неоднородность болтового соединения со снижением его прочности. Нормы NDS-2005 предписывают принимать

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

диаметры болтовых отверстий на 0,8 – 1,6 мм больше диаметров болтов, чтобы предотвратить раскол древесины и гарантировать однородность соединения.

Специальные металлические крепежные средства предлагаются в США многими заводами-изготовителями. Несущая способность таких специальных средств обычно определяется в лабораторных условиях путем испытаний. Необходимые для проектирования сведения обычно помещаются в каталогах продукции заводов-изготовителей.

Примеры специальных металлических крепежных средств показаны на рис. 5.3. К ним можно отнести:

- анкерные болты – используются вместо фундаментных болтов;
- хомуты – используются для крепления отдельных или нескольких балок к перемычкам или прогонам;
- стропильные серьги – служат для соединения элементов крыш с обрешеткой стен (сопротивляются подъемным нагрузкам на крыши, вызванным сильным ветром);
- сжимные кронштейны на болтах, гвоздях или шурупах – для соединения стеновых стоек или опор с нижележащими конструкциями (с бетоном, каменной кладкой или древесиной) и для поддержания на необходимом уровне конца элемента или системы элементов (например, диафрагмы);
- соединительные накладки – используются в разнообразных соединениях, воспринимающих растягивающие нагрузки;
- стыковые накладки – плоские пластины с отверстиями для крепежных средств, воспринимающие сдвиговые или растягивающие усилия поперек соединения;
- эпоксидные анкера – болты, которые вкручиваются или устанавливаются в бетон после его твердения с помощью эпоксидных смол.

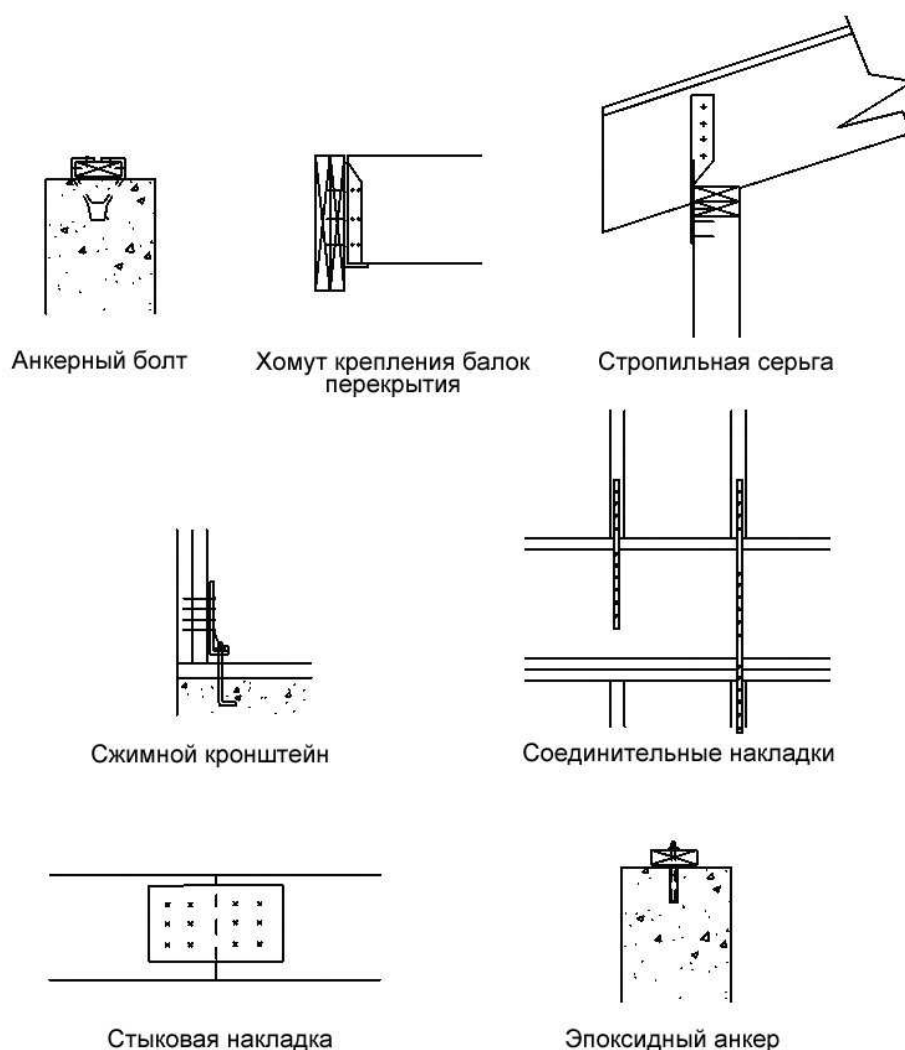


Рис. 5.3. Специальные металлические крепежные средства

При проектировании необходимо тщательно изучать условия применения того или иного крепежного средства. Рекомендуется в расчетах обеспечивать запасы прочности путем учета соответствующих коэффициентов безопасности, предлагаемых изготовителем. В некоторых случаях (например, для гвоздевых и болтовых соединений) определяющими оказываются предельные состояния по эксплуатационной надежности (по деформациям), а не по несущей способности.

Шурупы с квадратной головкой выпускаются с тем же диапазоном диаметров, что и болты. Основное различие между этими двумя крепежными средствами состоит в том, что шурупы имеют винтовую нарезку, которая сходится к острию. Шурупы (часто называемые «глухарями») используются в соединениях, в которых главный элемент имеет слишком большую толщину для обычных болтов. Шурупы также используются, если одна сторона элемента не доступна для болтового соединения. Отверстия для шурупов необходимо сверлить с одним диаметром для винтового стержня, и другим – для гладкой части шурупа. Шурупы в жилищном строительстве обычно используются для крепления гаражных дверей к деревянным стойкам и перемычкам, стальных уголков к деревянным перемычкам для поддержки кирпичной облицовки над проемами, стальных пластин к деревянным элементам обрешетки стен и др.

5.3. Расчет соединений конструкций

Ниже описываются расчетные процедуры, предписываемые нормами NDS-2005 для гвоздей, болтов и шурупов. Эти процедуры разработаны как для метода допускаемых напряжений, так и для метода предельных состояний. Нормы NDS-2005 регламентируют расчеты и других типов соединений, но они редко используются в жилищном деревянном строительстве.

Необходимо отметить, что соединения деревянных конструкций способствуют сложному нелинейному поведению систем конструктивных элементов. Расчетные процедуры, приведенные в нормах NDS-2005, являются упрощенными и линеаризованными. В целом, соединения, запроектированные по нормам NDS-2005, с конструктивной точки зрения являются весьма консервативными.

Характеристики соединений в нормах NDS-2005 получены путем испытаний отдельных крепежных средств в стандартных условиях. Для учета различных факторов, усложняющих работу соединений по сравнению со стандартными условиями, предлагается применять регулирующие коэффициенты. В частности, большое влияние на прочность соединений деревянных конструкций оказывают сорт древесины, а также ее плотность (или удельный вес). С точки зрения долговечности соединений также важным является влажность древесины (особенно при работе гвоздей на выдергивание). В некоторых случаях сопротивление на выдергивание крепежных средств, забитых в сырой пиломатериал, может уменьшиться до 2 раз после высыхания пиломатериала до состояния равновесной влажности. С другой стороны, в сырой древесине на гвоздях может развиваться слой ржавчины, которая, в свою очередь, увеличивает несущую способность гвоздей.

Определение несущей способности гладких гвоздей на выдергивание по нормам NDS-2005 основано на весьма консервативном предположении, снижающим предельную несущую способность на выдергивание приблизительно в 5 раз. Это снижение связано с созданием запаса прочности, в том числе, за счет учета продолжительности действия нагрузки (путем введения коэффициента 1,6, позволяющего перейти от результатов краткосрочных испытаний к нагрузкам нормальной продолжительности).

Таким образом, при проектировании соединений деревянных конструкций имеют место существенные неопределенности. Необходимо тщательно следовать нормативным процедурам, но также важно уточнять расчетные методики в соответствии со здравым смыслом и на основе практического опыта.

Несущая способность гвоздей и шурупов на выдергивание и сдвиг в нормах NDS-2005 получена при перпендикулярной ориентации крепежных средств по отношению к волокнам древесины. Боковые (сдвиговые) значения несущей способности зависят от направления нагрузки относительно направления волокон в каждом из связанных элементов. На рис. 5.4 приведены схемы и условия нагружения для различных соединений.

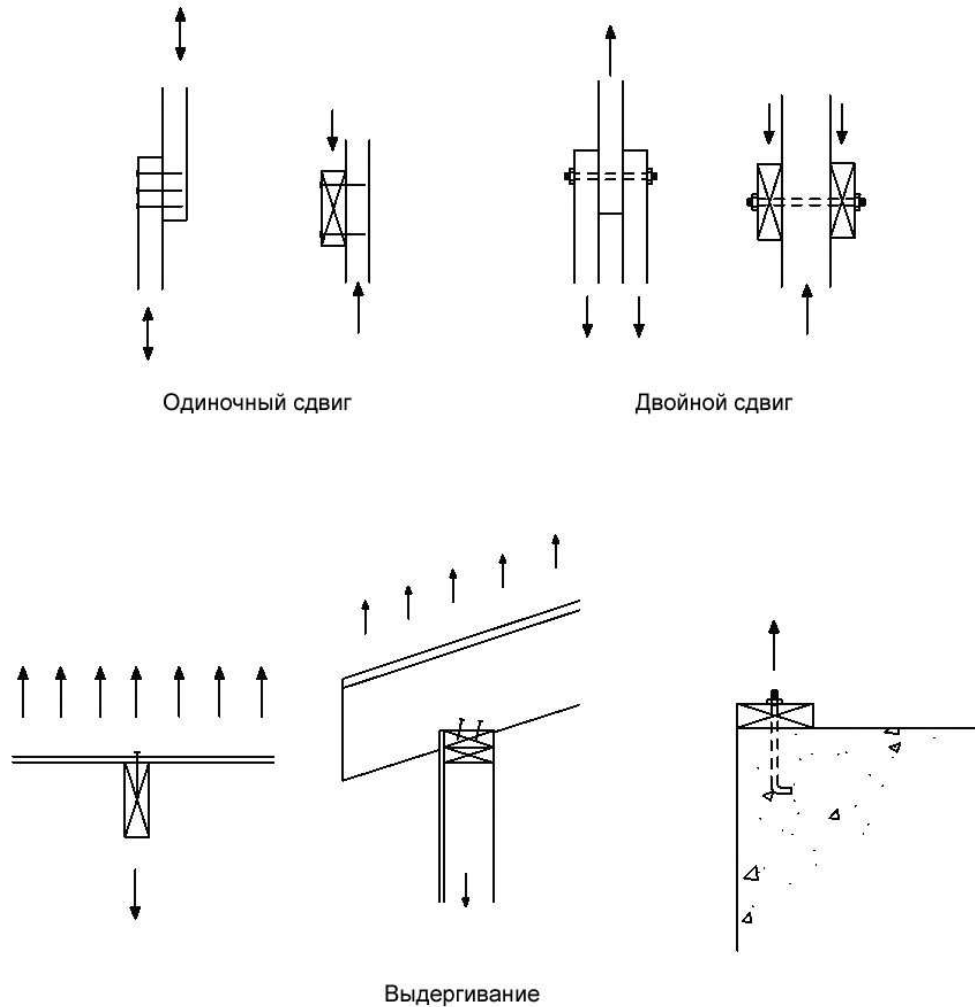


Рис. 5.4. Типы соединений и условия нагружения

В нормах NDS-2005 приведены табличные рекомендации по определению несущей способности соединений, и при этом используются следующие символы:

- W – несущая способность на выдергивание (или растяжение);
- $Z_{\perp}$ – несущая способность на сдвиг в направлении, перпендикулярном к волокнам древесины;
- $Z_{\parallel}$ – несущая способность на сдвиг параллельно волокнам древесины.

Нормы NDS-2005 также содержат расчетные рекомендации, позволяющие учесть условия, не охваченные таблицами, и это делает проектирование соединений достаточно гибким. Эти рекомендации могут использоваться в расчетах как «вручную», так и при помощи компьютеров.

Формулы для расчета несущей способности на выдергивание имеют вид относительно простых эмпирических соотношений, полученных на основе данных испытаний с учетом размеров крепежных средств, глубины их проникновения и плотности древесины.

Несущая способность нагельного (шпоночного) соединения на выдергивание в соответствии с нормами NDS-2005 проверяется по условию:

$$R_w \leq W' p, \quad (5.1)$$

где R_w – выдергивающая сила от внешних нагрузок; W' – расчетная несущая способность нагельного соединения на выдергивание; p – глубина заделки нагеля в деревянный элемент.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

Несущая способность нагельного (шпоночного) соединения на сдвиг в соответствии с нормами NDS-2005 должна проверяться по условию:

$$R_z \leq Z' , \quad (5.2)$$

где R_z – внешняя сдвигающая нагрузка; Z' – расчетная несущая способность нагельного соединения на сдвиг.

По нормам NDS-2005 на сдвиг могут рассчитываться как соединения с промежутками между элементами, так и плотные соединения древесины, древесины и металла, древесины и бетона. При этом не учитывается трение между элементами, а также анкерный/затягивающий эффект от шляпок крепежных средств (при деформации соединения крепежное средство может вращаться, и это приводит к появлению в древесине растягивающих напряжений). В связи с этим формулы для расчета соединений на сдвиг являются консервативными. Дополнительные рекомендации по использованию формул для нагельных соединений приведены в комментариях к нормам NDS-2005 и др.

Расчетные характеристики соединений. Нормативные характеристики соединений регулируются способом, подобным таковому для деревянных элементов. Нормативные значения W и Z умножаются на регулирующие коэффициенты, и в результате определяются расчетные несущие способности W' и Z' для различных соединений (например, с применением гвоздей, болтов, шурупов и др.). Некоторые расчетные формулы для определения W' и Z' по методам допускаемых напряжений (МДН) и предельных состояний (МПС) приведены в табл. 5.3.

Таблица 5.3

Расчетные формулы для соединений пиломатериалов по методу допускаемых напряжений (МДН) и методу предельных состояний (МПС)

Соединение	МДН	МПС
На выдергивание		
Гвоздевое, нагельное, шурупное, шплинтовое	$W' = W \times C_D \times C_M \times C_t \times C_{eg} \times C_{tn}$	$W' = W \times C_M \times C_t \times C_{eg} \times C_{tn} \times K_F \times \phi_Z \times \lambda$
На сдвиг		
Нагельное	$Z' = Z \times C_D \times C_M \times C_t \times C_g \times C_{\Delta} \times C_{eg} \times C_{di} \times C_{tn}$	$Z' = Z \times C_M \times C_t \times C_g \times C_{\Delta} \times C_{eg} \times C_{di} \times C_{tn} \times K_F \times \phi_Z \times \lambda$

Регулирующие коэффициенты и условия их применения при проектировании соединений деревянных конструкций:

- C_D – коэффициент продолжительности нагрузки, применяется к значениям W и Z для всех крепежных средств только при проектировании по МДН, учитывает продолжительность действия нагрузки, не должен превышать 1,6 (см. пункт 4.5);
- C_M – коэффициент влажности, применяется к значениям W и Z для всех соединений, учитывает влажность древесины во время изготовления и во время эксплуатации (см. ниже);
- C_t – коэффициент температуры, применяется к значениям W и Z для всех соединений, подвергнутых длительным воздействиям температур более 38°C (см. ниже);
- C_{eg} – коэффициент торцов волокон, применяется к значениям W и Z для шурупов и к значениям Z для гвоздей, чтобы учесть уменьшение несущей способности при забивке крепежного средства в торец волокна ($C_{eg} = 0,67$);

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

- C_m – коэффициент забивки гвоздей под углом, применяется к значениям W и Z для гвоздей при забивке под углом ($C_m = 0,67$ для выдергивания и $0,83$ для сдвига);
- C_g – коэффициент группового действия, применяется к значениям Z для двух или более соединительных элементов в нагельном соединении, в случае одиночного или многократного сдвига (см. ниже);
- C_d – коэффициент геометрии, применяется к значениям Z для болтов и шурупов, когда расстояние до конца элемента или шаг болтов менее нормативных значений;
- C_{di} – коэффициент диафрагмы, применяется к значениям Z только для гвоздей с тем, чтобы учесть системные эффекты для рядов гвоздей, используемых для крепления обшивок к диафрагмам ($C_{di} = 1,1$);
- K_F – коэффициент формата, применяется при проектировании по МПС для приведения к результатам, полученным ранее по МДН (см. пункт 4.5);
- ϕ_z – коэффициент сопротивления, применяется при проектировании по МПС для приведения к результатам, полученным ранее по МДН (см. пункт 4.5);
- λ – коэффициент времени, применяется при проектировании по МПС для учета продолжительности действия нагрузки (см. пункт 4.5).

Ниже кратко обсуждаются вопросы определения некоторых регулирующих коэффициентов, учитываемых в расчетах соединений деревянных конструкций жилых домов в США.

Коэффициент влажности C_M . Характеристики несущей способности для пиломатериалов по нормам NDS-2005 получены в предположении о не превышении влажностью древесины значения 19%. При превышении влажностью древесины 19% в течение длительного времени коэффициент C_M рекомендуется принимать по табл. 5.4.

Таблица 5.4

Коэффициенты влажности C_M для различных соединений деревянных конструкций в зависимости от влажности

Тип соединения	Влажность древесины		C_M
	Во время изготовления	При эксплуатации	
Из обычных и ящичных гвоздей:	• на выдергивание	менее 19%	1,0
		между 19 и 30% или более 30%	1,0
		менее 19%	0,25
	• на сдвиг	менее 19%	0,25
		менее 19%	1,0
		менее 19% или более 30%	0,75
		менее 19%	0,75
Из шурупов и болтов	менее 19% или более 30%	менее 19%	1,0
	менее 19% или более 30%	менее 19% или между 19 и 30%	0,75
	менее 19% или более 30%	более 30%	0,67

Коэффициент температуры C_t . При проектировании как по МДН, так и по МПС, коэффициент C_t следует принимать по табл. 5.5.

Таблица 5.5

Коэффициенты температуры C_t в зависимости от влажности древесины

Влажность древесины в условиях эксплуатации	Температура		
	$T \leq 38^\circ\text{C}$	$38^\circ\text{C} < T \leq 52^\circ\text{C}$	$52^\circ\text{C} < T \leq 65^\circ\text{C}$
менее 19%	1,0	0,8	0,7
более 30%	1,0	0,7	0,5

Коэффициент группового действия C_g . При проектировании как по МДН, так и по МПС, при диаметре крепежного средства $D \leq 25,4$ мм коэффициент C_g следует определять по формуле:

$$C_g = \frac{m(1-m^{2n})}{n[(1+R_{EA}m^n)(1+m)-1+m^{2n}]} \frac{1+R_{EA}}{1-m}, \quad (5.3)$$

где n – количество крепежных средств в ряду нагельного соединения; R_{EA} – меньшее из значений

$$\frac{E_s A_s}{E_m A_m} \quad \text{или} \quad \frac{E_m A_m}{E_s A_s},$$

E_m – модуль упругости основного элемента, E_s – модуль упругости второстепенного элемента, A_m – площадь сечения основного элемента, A_s – площадь сечения второстепенного элемента;

$$m = u - \sqrt{u^2 - 1},$$

$$u = 1 + \gamma \frac{s}{2} \left(\frac{1}{E_m A_m} + \frac{1}{E_s A_s} \right),$$

s – расстояние между крепежными средствами в ряду нагельного соединения, а для γ справедливы зависимости:

- для соединений между деревянными элементами

$$\gamma = 246,2 D^{1,5}, \text{ Н/мм};$$

- для соединений между деревянным и металлическим элементами

$$\gamma = 369,3 D^{1,5}, \text{ Н/мм},$$

D – диаметр крепежного средства, мм. При $D < 6,4$ мм коэффициент группового действия $C_g = 1$.

Необходимо отметить, что формулы для W и Z в нормах NDS-2005 получены в предположении о применении в соединении какого-либо одного вида крепежных средств. В случаях соединений из нескольких видов крепежных средств (например, болтов и шурупов) значения W и Z для отдельных крепежных средств должны суммироваться с использованием коэффициента группового действия C_g . При таком подходе не учитываются системные эффекты, улучшающие работу соединения. Аналогично рекомендуется рассматривать условия, которые могут ухудшить работу соединения (например, при выдергивании от эксцентрично приложенных нагрузок).

Нормативная несущая способность на выдергивание W гладкого гвоздя, забитого перпендикулярно волокнам пиломатериалов, может определяться по следующей эмпирической формуле:

$$W = 9,5 G^{5/2} D L_p, \text{ Н}, \quad (5.4)$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

где G – относительный удельный вес древесины; D – диаметр стержня гвоздя, мм; L_p – глубина забивки гвоздя в элемент, мм.

В соответствии с нормами NDS-2005 относительный удельный вес G для древесины хвойных пород, произрастающих на северо-западе восточной Европы, следует принимать по табл. 5.6.

Таблица 5.6

Относительный удельный вес G в зависимости от породы древесины

Порода древесины	Относительный удельный вес G
Лиственница европейская	0,48
Ель европейская (Эстония и Литва)	0,43
Ель европейская (Финляндия)	0,42
Сосна обыкновенная (Эстония и Литва)	0,45
Сосна обыкновенная (Финляндия)	0,48

Несущая способность на выдергивание гвоздей, забитых параллельно волокнам пиломатериалов (в торцы элементов), условно считается равной нулю. Гвозди с нарезной поверхностью имеют повышенную несущую способность, и они часто используются для крепления обшивок крыш в районах с сильным ветром. Они также используются для крепления обшивок пола и некоторых других пиломатериалов. Нарезные гвозди обычно применяются с учетом опыта эксплуатации.

Несущая способность болтового соединения на выдергивание W обычно ограничивается допускаемыми напряжениями под головкой болта или гайкой. Кроме того, необходимо проверять несущую способность болтов на растяжение. Следует также рассматривать несущую способность шайб на изгиб. Например, тонкая широкая шайба не способна равномерно распределить нагрузку по поверхности, и это может привести к смятию древесины.

Для обеспечения однородной работы болтового соединения очень важно обеспечивать соответствие диаметров болтов и отверстий. Необходимо учитывать конструктивные требования к привязке отверстий под болты в районах кромок и торцов деревянных элементов, а также требования к выбору шага болтов. Следует корректировать нормативные характеристики несущей способности болтов с помощью коэффициента геометрии C_p и коэффициента группового действия C_g .

В соответствии с нормами NDS-2005 при проектировании болтовых соединений необходимо также рассматривать скручивающие нагрузки. Таким нагрузкам могут подвергаться консольные элементы (например, в конструкциях балконов жилых домов) и их соединения с другими элементами.

Нормативная несущая способность W на выдергивание шурупа, вкрученного перпендикулярно к боковой поверхности волокон древесины, определяется по следующей эмпирической формуле:

$$W = 27,7 G^{3/2} D^{3/4} L_p, H, \quad (5.5)$$

где G – относительный удельный вес древесины; D – диаметр стержня шурупа, мм; L_p – глубина вкручивания шурупа без учета длины его клиновидной части, мм.

Несущая способность шурупа на выдергивание больше, если шуруп вкручен в боковую поверхность, а не в торец элемента. В отличие от гвоздей, прочность шурупов на выдергивание в торце элемента может быть определена с учетом коэффициента C_{eg} .

В расчетах нагельных соединений на сдвиг в соответствии с нормами NDS-2005 должны рассматриваться несколько способов разрушения (рис. 5.5).

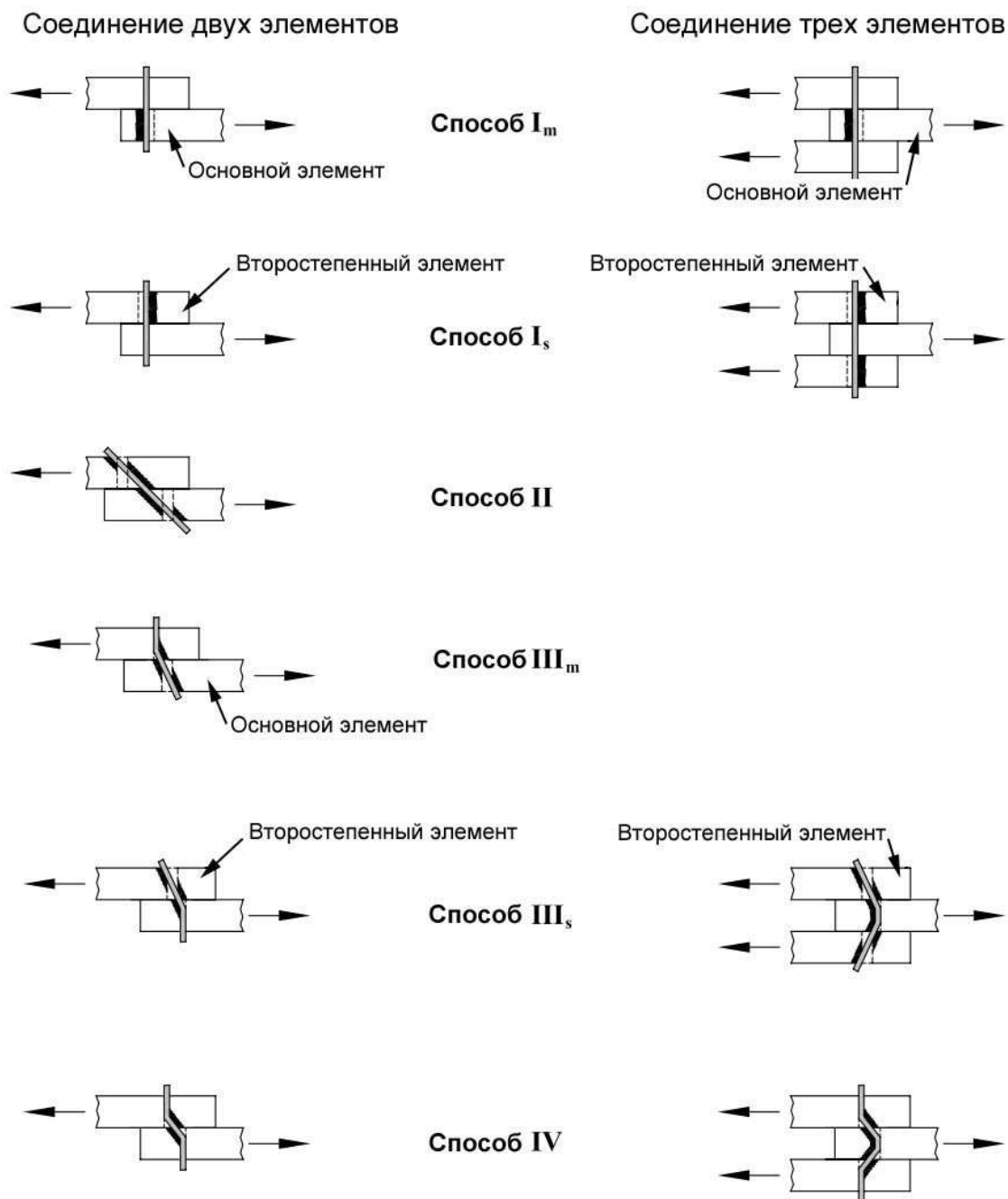


Рис. 5.5. Способы разрушения нагельных соединений при сдвиге

Нормативную несущую способность Z крепежного средства (гвоздя, болта или шурупа) на сдвиг рекомендуется определять по следующей методике норм NDS-2005.

Вычисляется удельная несущая способность F_e крепежного средства в зависимости от относительного удельного веса древесины G по формулам:

- при диаметре стержня крепежного средства $D < 6,4$ мм

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$F_e = 114,5 G^{1,84}, \text{ Н/мм}^2, \quad (5.6)$$

- при диаметре стержня крепежного средства $D \geq 6,4 \text{ мм}$

$$F_{e\parallel} = 77,3 G, \text{ Н/мм}^2, \quad (5.7)$$

(сдвиг параллельно волокнам древесины – см. рис. 5.6),

или

$$F_{e\perp} = \frac{6,7 G^{1,45}}{\sqrt{D}}, \text{ Н/мм}^2, \quad (5.8)$$

(сдвиг перпендикулярно волокнам древесины – см. рис. 5.6),

или

$$F_{e\theta} = \frac{F_{e\parallel} F_{e\perp}}{F_{e\parallel} \sin^2(\theta) + F_{e\perp} \cos^2(\theta)}, \text{ Н/мм}^2, \quad (5.9)$$

(сдвиг под углом θ к волокнам древесины – см. рис. 5.6).

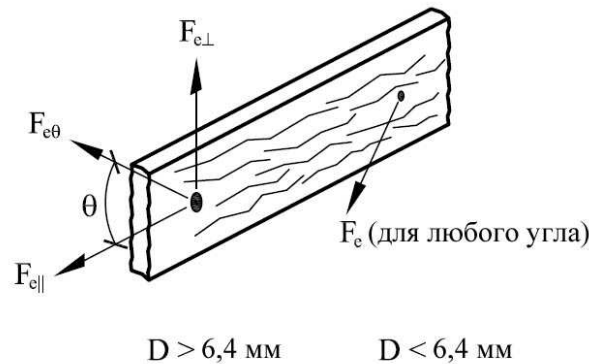


Рис. 5.6. Схема к определению удельной прочности F_e крепежного средства

Удельная несущая способность F_e стальных накладок в соответствии с нормами NDS-2005 должна определяться по формулам:

$$F_e = 1,5 F_u, \text{ Н/мм}^2, \quad (5.10)$$

(для горячекатаных сталей);

$$F_e = 1,375 F_u, \text{ Н/мм}^2, \quad (5.11)$$

(для холоднодеформированных сталей);

где $F_u = 400 \text{ Н/мм}^2$ – для сталей по ASTM A36 толщиной менее 6,4 мм, $F_u = 310 \text{ Н/мм}^2$ – для сталей по ASTM A653 сорта 33.

В расчетах также учитывается удельная прочность $F_{\gamma b}$ крепежного средства, принимаемая в зависимости от диаметра крепежного средства D по рекомендациям табл. 5.7.

Таблица 5.7

Удельная прочность F_{yb} крепежного средства

Тип крепежного средства	Диаметр крепежного средства $D, \text{мм}$	$F_{yb}, \text{Н/мм}^2$
Болт, шуруп	$D > 9,5$	310
Обычный, ящичный и цементированный	$8,7 < D < 9,5$	310
	$6,9 < D < 8,7$	415
	$6,0 < D < 6,9$	485
	$4,5 < D < 6,0$	550
	$3,6 < D < 4,5$	620
	$2,5 < D < 3,6$	690

Нормативная несущая способность Z крепежного средства на сдвиг далее определяется в зависимости от способов разрушения на рис. 5.5 по формулам в табл. 5.8.

Таблица 5.8

Нормативная несущая способность Z крепежного средства, Н/мм^2 , на сдвиг

Способ разрушения	Соединение двух элементов	Соединение трех элементов
I_m	$Z = \frac{D l_m F_{em}}{R_d}$	$Z = \frac{D l_m F_{em}}{R_d}$
I_s	$Z = \frac{D l_s F_{es}}{R_d}$	$Z = \frac{2 D l_s F_{es}}{R_d}$
II	$Z = \frac{k_1 D l_s F_{es}}{R_d}$	Не применимо
III_m	$Z = \frac{k_2 D l_m F_{em}}{(1 + 2 R_e) R_d}$	Не применимо
III_s	$Z = \frac{k_3 D l_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$	$Z = \frac{2 k_3 D l_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$
IV	$Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2 F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$	$Z = \frac{2 D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2 F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$

где

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2 R_e^2 (1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 R_e^3 - R_e (1 + R_t)}}{(1 + R_e)}, \quad (5.12)$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2 F_{yb} (1 + 2 R_e) D^2}{3 F_{em} l_m^2}}, \quad (5.13)$$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1+R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2+R_e)D^2}{3F_{em}l_s^2}}, \quad (5.14)$$

D – диаметр стержня крепежного средства, мм;

F_{yb} – напряжение текучести для материала крепежного средства, Н/мм² (см. табл. 5.6);

R_d – понижающий коэффициент, принимаемый по табл. 5.9;

Таблица 5.9

Понижающий коэффициент R_d

Диаметр крепежного средства D , мм	Способ разрушения	Коэффициент R_d
$6,4 \leq D < 25,4$	I_m, I_s	$4K_\theta$
	II	$3,6K_\theta$
	III _m , III _s , IV	$3,2K_\theta$
$4,3 < D < 6,4$	$I_m, I_s, II, III_m, III_s, IV$	$10D + 0,5$
$D \leq 4,3$	$I_m, I_s, II, III_m, III_s, IV$	2,2

$$K_\theta = 1 + 0,25(\theta/90), \quad (5.15)$$

θ – угол между направлением сдвига и волокнами древесины (см. рис. 5.6);

$$R_t = \frac{l_m}{l_s}, \quad (5.16)$$

l_m – длина крепежного средства в основном элементе, мм;

l_s – длина крепежного средства во второстепенном элементе, мм;

$$R_e = \frac{F_{em}}{F_{es}}, \quad (5.17)$$

F_{em} – удельная несущая способность крепежного средства в основном элементе, Н/мм²;

F_{es} – удельная несущая способность крепежного средства во второстепенном элементе, Н/мм²;

и при этом F_{em} (или F_{es}) = F_e при $D \leq 6,4$ мм; = $F_{e\parallel}$ или $F_{e\perp}$ при сдвиге параллельно или перпендикулярно волокнам древесины – см. рис. 5.6; = $F_{e\theta}$ при сдвиге под углом θ к волокнам древесины – см. рис. 5.6.

При использовании слишком большого количества крепежных средств (особенно это касается гвоздей) может произойти раскол древесины. При «переполнении» соединений необходимо предусматривать использование альтернативных крепежных средств или соединительных деталей.

5.4. Расчет соединений стен с уширениями фундаментов

Соединения стен с уширениями фундаментов предназначены для передачи сдвиговых нагрузок от стен на грунтовое основание. Сдвиговые нагрузки в свою очередь вызываются боковым давлением грунта засыпки на стены фундаментов.

Соединения уширений фундаментов со стенами в жилищном строительстве США выполняются одним из следующих трех способов (рис. 5.7):

- за счет трения;
- с помощью шпонок;
- с помощью штырей.



Рис. 5.7. Схемы соединений стен фундаментов с уширениями

В районах без сильных ветров и с низкой сейсмичностью при малых высотах засыпки пазух достаточным является соединение за счет трения. Кроме того, наличие плит перекрытия пола подвалов позволяет создавать более высокие засыпки стен подвалов. Эти плиты примыкают к стенам подвалов около их основания и, таким образом, обеспечивают некоторую боковую поддержку.

При щебеночных подушках под фундаментами высота засыпки пазух должна быть не более 1,2 м. В противном случае необходимо принимать специальные меры по предотвращению сдвига стен фундамента под действием боковых нагрузок от грунта (например, устраивать плиты покрытия пола, а также применять шпоночные или штыревые соединения).

Учет трения. При проверке сопротивления на сдвиг силу трения F необходимо определять по формуле

$$F = \mu N A, \quad (5.18)$$

где μ – коэффициент трения (для двух бетонных поверхностей $\mu = 0,6$), N – суммарная вертикальная нагрузка (учитываются только постоянные нагрузки), A – площадь опирания.

Учет шпонок. Для соединения стен с уширениями фундаментов чаще всего используются бетонные шпонки. Если стены фундамента выполняются из каменной кладки, то первый курс кладки должен быть заполнен раствором.

В жилищном строительстве шпонки обычно формируются при помощи деревянных досок с размерами сечения 5×10 см с закругленными кромками, которые помещаются на поверхность уширения во время укладки бетона, и затем после его твердения удаляются. На рис. 5.8 показана схема опирания стены на бетонное уширение фундамента с помощью такой шпонки.

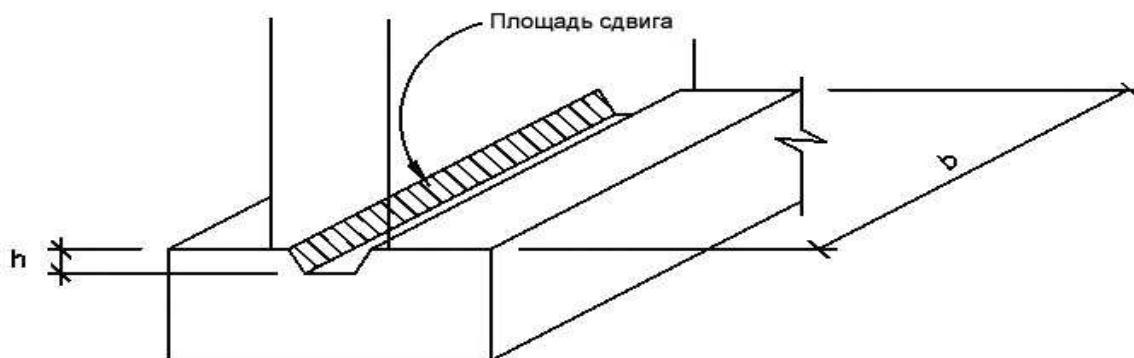


Рис. 5.8. Схема опирания стены на бетонное уширение фундамента при помощи шпонки

Несущая способность шпонки на сдвиг в соответствии с нормами ACI 318-05/318R-05 должна проверяться по условию:

$$V_u \leq \phi V_n, \quad (5.19)$$

где V_u – расчетная сдвигающая нагрузка на стену; ϕV_n – расчетная несущая способность шпонки стены на сдвиг,

$$V_n = \frac{4}{3} \sqrt{f'_c} b h; \quad (5.20)$$

$\phi = 0,65$ – коэффициент сопротивления бетона при сдвиге.

Учет штырей. Для увеличения сопротивления сдвигу в основании стен фундаментов могут устанавливаться штыри. Несущая способность штырей на сдвиг в соответствии с нормами ACI 318-05/318R-05 должна проверяться по условиям:

– для стен из кладки

$$I_{be} \geq 12 d_b; \quad (5.21)$$

$$B_v = \min(350 \sqrt[4]{f'_m A_v}; 0,12 A_v f_y); \quad (5.22)$$

– для бетонных стен

$$V_u \leq \phi V_n; \quad (5.23)$$

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \leq (0,2 f'_c A_c; 800 A_c); \quad (5.24)$$

$$A_{vf} = \frac{V_v}{\phi f_y \mu}; \quad (5.25)$$

$$\phi = 0,85. \quad (5.26)$$

Минимальную длину штырей рекомендуется принимать равной 15 – 20 см. Кроме того, штыри иногда используются в жилищном строительстве для соединений других бетонных элементов, например, плит или лестниц с фундаментом. Эти соединения необходимо конструировать с учетом возможных вертикальных колебаний при промерзании грунта.

5.5. Примеры расчета

Пример 5.1. Расчет коэффициента группового действия

Определить коэффициент группового действия C_g для болтового соединения двух деревянных элементов (рис. 5.9).

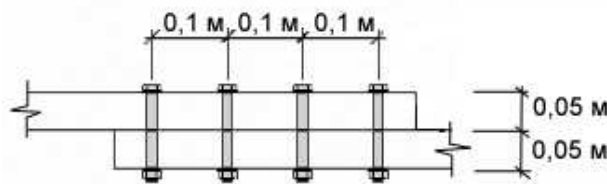


Рис. 5.9

Исходные данные: соединение двух деревянных элементов сечением с фактическими размерами $3,8 \times 14,0$ см с одинаковыми свойствами; модуль упругости древесины $E = 9600$ МПа; диаметр болтов $D = 1,27$ см; расстояние между болтами в ряду нагельного соединения $s = 10,2$ см; количество болтов в ряду $n = 4$.

Решение.

1. Определим меньшее из значений R_{EA} :

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

$$\frac{E_s A_s}{E_m A_m} \quad \text{или} \quad \frac{E_m A_m}{E_s A_s} = 1,$$

где $E_m = 9600 \text{ Н/мм}^2$ – модуль упругости древесины основного элемента, $E_s = 9600 \text{ Н/мм}^2$ – модуль упругости древесины второстепенного элемента, $A_m = 5323 \text{ мм}^2$ – площадь сечения основного элемента, $A_s = 5323 \text{ мм}^2$ – площадь сечения второстепенного элемента;

для соединения между деревянными элементами

$$\begin{aligned} \gamma &= 246,2 \cdot 12,7^{1,5} = 11145 \text{ , Н/мм;} \\ u &= 1 + \frac{11145 \cdot 101,6}{2} \left(\frac{1}{9600 \cdot 5322,6} + \frac{1}{9600 \cdot 5322,6} \right) = 1,022 \text{ ;} \\ m &= 1,022 - \sqrt{1,022^2 - 1} = 0,811 \text{ ;} \\ C_g &= \frac{0,811 (1 - 0,811^{2,4})}{4[(1 + 1 \cdot 0,811^4)(1 + 0,811) - 1 + 0,811^2 \cdot 4]} \frac{1 + 1}{1 - 0,811} = 0,979 \text{ .} \end{aligned}$$

Пример 5.2. Расчет гвоздевого соединения

Определить тип, размеры и наибольший шаг гвоздей для крепления обшивки крыши с учетом ветровой нагрузки.

Исходные данные: скорость ветра в порывах 33 м/с на открытом побережье; двухэтажный дом; обшивка крыши из древесно-стружечных плит толщиной 11,1 мм; обрешетка крыши с шагом 0,6 м из сосны обыкновенной (Финляндия).

Решение.

1. Определим ветровую нагрузку на обшивку крыши:

шаг 1: по табл. 2.6 нормативное скоростное ветровое давление 0,53 кПа;

шаг 2: нормативное ветровое давление с учетом направленности ветра $0,9 \times 0,53 \text{ кПа} = 0,47 \text{ кПа}$;

шаг 3: пропустить;

шаг 4: по табл. 2.8 для обшивки крыши аэродинамический коэффициент $G_{cp} = -2,2$;

шаг 5: расчетная ветровая нагрузка $(-2,2) \times 0,47 \text{ кПа} = -1,0 \text{ кПа}$.

2. Определим тип и размеры гвоздей, несущую способность гвоздей на выдергивание, а также их шаг:

используем обычные гладкие гвозди марки 8d диаметром 3,3 мм и длиной 63,5 мм. Нормативную несущую способность одного гвоздя на выдергивание определим по формуле (5.4) при относительном удельном весе древесины $G = 0,48$ (см. табл. 5.6), диаметре гвоздя $D = 3,3 \text{ мм}$, глубине забивки гвоздя в элемент $L_p = 63,5 \text{ мм} - 11,1 \text{ мм} = 52,4 \text{ мм}$.

Тогда нормативная несущая способность гвоздя на выдергивание:

$$W = 9,5 \times 0,48^{5/2} \times 3,3 \text{ мм} \times 52,4 \text{ мм} = 265 \text{ Н} = 0,3 \text{ кН}.$$

Регулирующие коэффициенты (см. табл. 5.3):

$$C_D = 1,6 \text{ (для ветровых нагрузок);}$$

$$C_M = 1,0; C_t = 1,0;$$

$$C_{eg} = 1,0; C_m = 1,0.$$

Расчетная несущая способность гладкого обычного гвоздя на выдергивание с учетом регулирующих коэффициентов:

$$W' = W \times C_D \times C_M \times C_t \times C_{eg} \times C_m = 0,3 \text{ кН} \times 1,6 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 0,4 \text{ кН}.$$

Шаг гвоздей для обшивки крыши:

– грузовая площадь = шаг обрешетки крыши $\times$ шаг гвоздей $= 0,6 \text{ м} \times s$;

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

– выдергивающая нагрузка на гвоздь = подъемное давление ветра $\times$ шаг обрешетки крыши $\times s = 1,0 \text{ кПа} \times 0,6 \text{ м} \times s$;

$W' >$ выдергивающей нагрузки;

$$0,4 \text{ кН} > 1,0 \text{ кПа} \times 0,6 \text{ м} \times s;$$

$$s < 0,67 \text{ м}.$$

Итак, шаг гвоздей для обшивки крыши при заданной скорости ветра можно принять равным 0,6 м.

Примечания:

1. Для ели европейской (Финляндия) (относительный удельный вес древесины $G = 0,42$) расчетная несущая способность гвоздя на выдергивание W' составляет 0,3 кН, и тогда шаг гвоздей можно уменьшить до 0,5 м.

2. Для обеспечения большей несущей способности на выдергивание могут применяться гвозди с кольцевой нарезкой. Такие гвозди менее восприимчивы к влажности древесины при забивке.

Пример 5.3. Расчет соединения ферм крыши со стенами

Определить характеристики соединения ферм крыши со стенами.

Исходные данные: на открытом побережье скорость ветра в порывах 43 м/с; одноэтажный дом с шатровой крышей (пролет 8,5 м с карнизами 0,6 м); уклон крыши 1:2; фермы крыши опираются на деревянные обвязки по верху стен с шагом 0,6 м; постоянная нагрузка на крышу 0,72 кПа; древесина – сосна обыкновенная (Финляндия) (относительный удельный вес $G = 0,48$).

Решение.

1. Определим нагрузки:

постоянная нагрузка на стену от крыши $0,72 \text{ кПа} \times (1/2 \times 8,5 \text{ м} + 0,6 \text{ м}) = 3,5 \text{ кН/м}$.

Ветровая нагрузка:

шаг 1: нормативное ветровое давление 0,81 кПа (см. табл. 2.6);

шаг 2: расчетное ветровое давление для условий открытого побережья $1,4 \times 0,81 \text{ кПа} = 1,13 \text{ кПа}$;

шаг 3: пропустить;

шаг 4: подъемный коэффициент для крыши $G_{cp} = -0,8$, для карниза $G_{cp} = +0,8$;

шаг 5: подъемное давление на крышу $-0,8 \times 1,13 \text{ кПа} = -0,9 \text{ кПа}$.

Ветровое давление на карниз $0,8 \times 1,13 \text{ кПа} = 0,9 \text{ кПа}$.

Подъемная нагрузка от ветра на стену:

– расчетная нагрузка на стену $0,6D + W_u$ (см. табл. 3.1) $= 0,6 \times 3,5 \text{ кН/м} + [-0,9 \text{ кПа} \times (1/2 \times 8,5 \text{ м} + 0,6 \text{ м}) - 0,9 \text{ кПа} \times 0,6 \text{ м}] = -2,9 \text{ кН/м}$ (вверх);

– расчетная нагрузка на соединение стен с фермами $0,6 \text{ м} \times (-2,9 \text{ кН/м}) = -1,7 \text{ кН}$ (вверх).

Боковая (горизонтальная) нагрузка на соединение крыши со стенами:

– расчетное ветровое давление 1,13 кПа;

– для стен $G_{cp} = -1,2$; $+1,1$;

– ветровое давление $1,1 \times 1,13 \text{ кПа} = 1,2 \text{ кПа}$;

– расчетная боковая нагрузка на соединение стен с фермами $1/2 \times \text{высота стены} \times \text{давление на стену} \times \text{шаг ферм} = 1/2 \times 2,4 \text{ м} \times 1,2 \text{ кПа} \times 0,6 \text{ м} = 0,9 \text{ кН}$.

Таким образом, на соединение крыши со стеной действуют расчетные нагрузки: 1,7 кН (вверх); 0,9 кН (на сдвиг перпендикулярно стене).

2. Определим характеристики соединения крыши со стенами:

Соппротивление подъемной нагрузке:

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

– для соединения ферм с деревянными обвязками по верху стен используем оцинкованные соединительные накладки из стали марки 16g по ASTM A653 (сорт 33) толщиной $l = 1,5$ мм, а также обычные гвозди марки 8d диаметром $D = 3,3$ мм и длиной $L = 63,5$ мм, забитые через накладки в обвязки перпендикулярно к волокнам древесины ($\theta = 90^\circ$);

– несущую способность гвоздя на сдвиг при действии подъемной нагрузки определим по рекомендациям п. 5.3:

длина гвоздя в основном элементе (деревянной обвязке по верху стены) $l_m = L - l = 63,5 - 1,5 = 62,0$ мм;

длина гвоздя во второстепенном элементе (оцинкованной стальной накладке) $l_s = l = 1,5$ мм;

коэффициент R_t по формуле (5.16):

$$R_t = 62,0/1,5 = 40,67;$$

удельная несущая способность F_{em} гвоздя в основном элементе по формуле (5.5):

$$F_{em} = 114,5 \times 0,48^{1,84} = 30 \text{ Н/мм}^2;$$

удельная несущая способность F_{es} гвоздя во второстепенном элементе по формуле (5.11):

$$F_{es} = 1,375 \times 310 = 427 \text{ Н/мм}^2;$$

удельная прочность F_{yb} гвоздя по табл. 5.6:

$$F_{yb} = 690 \text{ Н/мм}^2;$$

коэффициент R_e по формуле (5.17):

$$R_e = 30/427 = 0,07;$$

коэффициент K_θ по формуле (5.15):

$$K_\theta = 1 + 0,25(90/90) = 1,25;$$

коэффициент R_d по табл. 5.8:

$$R_d = 2,2;$$

коэффициент k_1 по формуле (5.12):

$$k_1 = \frac{\sqrt{0,07 + 2 \cdot 0,07^2 (1 + 40,67 + 40,67^2) + 40,67^2 \cdot 0,07^3} - 0,07 (1 + 40,67)}{(1 + 0,07)} = 1,15 \quad ;$$

коэффициент k_2 по формуле (5.13):

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + 0,07) + \frac{2 \cdot 690 (1 + 2 \cdot 0,07) 3,3^2}{3 \cdot 38 \cdot 62,0^2}} = 0,48 \quad ;$$

коэффициент k_3 по формуле (5.14):

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + 0,07)}{0,089} + \frac{2 \cdot 690 (2 + 0,07) 3,3^2}{3 \cdot 38 \cdot 1,5^2}} = 12,55 \quad ;$$

нормативная несущая способность Z гвоздя на сдвиг далее определяется в зависимости от способов разрушения на рис. 5.5 по формулам из табл. 5.8 (табл. 5.9):

Таблица 5.9

Способ разрушения	Соединение деревянной обвязки по верху стены и оцинкованной стальной накладке
I_m	$Z = \frac{3,3 \cdot 62,0 \cdot 30}{2,2} = 2,78 \text{ кН}$
I_s	$Z = \frac{3,3 \cdot 1,5 \cdot 427}{2,2} = 0,98 \text{ кН}$
II	$Z = \frac{1,15 \cdot 3,3 \cdot 1,5 \cdot 427}{2,2} = 1,13 \text{ кН}$
III_m	$Z = \frac{0,48 \cdot 3,3 \cdot 62,0 \cdot 30}{(1 + 2 \cdot 0,07) 2,2} = 1,17 \text{ кН}$
III_s	$Z = \frac{12,55 \cdot 3,3 \cdot 1,5 \cdot 30}{(2 + 0,07) 2,2} = 0,41 \text{ кН}$
IV	$Z = \frac{3,3^2}{2,2} \sqrt{\frac{2 \cdot 30 \cdot 690}{3(1 + 0,07)}} = 0,57 \text{ кН}$

наименьшая нормативная несущая способность гвоздя на сдвиг равна $Z = 0,41 \text{ кН} \approx 0,4 \text{ кН}$;

– регулирующие коэффициенты (см. табл. 5.3):

$$C_D = 1,6 \text{ (для ветровых нагрузок);}$$

$$C_M = C_t = C_g = C_A = C_{eg} = C_{di} = C_{tn} = 1,0;$$

– расчетная несущая способность гвоздя на сдвиг с учетом регулирующих коэффициентов:

$$Z' = Z \times C_D \times C_M \times C_t \times C_g \times C_A \times C_{eg} \times C_{di} \times C_{tn} = 0,4 \text{ кН} \times 1,6 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 0,7 \text{ кН};$$

– число гвоздей, требуемых для крепления каждого конца накладке, тогда будет:

$$1,7 \text{ кН} / 0,7 \text{ кН} = 3 \text{ гвоздя};$$

– ширину металлической накладке с учетом прочности стали 228 Н/мм^2 и коэффициента запаса 0,6 найдем из условия:

$$0,6 \times 228 \text{ Н/мм}^2 \times 0,0015 \text{ м} \times w = 1,7 \text{ кН},$$

$$w = 8,4 \text{ мм}.$$

Таким образом, достаточно принять ширину накладке 24 мм с учетом минимальных расстояний от краев накладке и диаметров отверстий под гвозди.

Сопротивление боковой (горизонтальной) нагрузке:

– для соединения ферм с деревянной обвязкой по верху стен используем также обычные гвозди марки 10d диаметром $D = 3,8 \text{ мм}$ и длиной $L = 76,2 \text{ мм}$, забитые в обвязку под углом 30° (рис. 5.10);

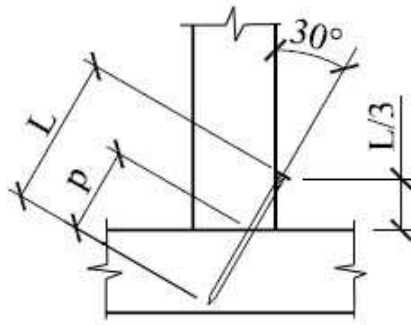


Рис. 5.10. Схема соединения фермы с верхней обвязкой стен – несущую способность гвоздя на сдвиг определим по рекомендациям п. 5.3: длина гвоздя в основном элементе (деревянной обвязке по верху стены)

$$l_m = p = L - \frac{L}{3} \cos 30^\circ = 76,2 - \frac{76,2}{3} \cos 30^\circ = 46,9 \text{ мм};$$

длина гвоздя во второстепенном элементе (элементе фермы)

$$l_s = \frac{L}{3} \cos 30^\circ = \frac{76,2}{3} \cos 30^\circ = 29,3 \text{ мм};$$

коэффициент R_t по формуле (5.16):

$$R_t = 46,9/29,3 = 1,6;$$

удельная несущая способность F_{em} гвоздя в основном элементе и второстепенном элементах по формуле (5.5):

$$F_{em} = F_{es} = 114,5 \times 0,42^{1,84} = 30 \text{ Н/мм}^2;$$

коэффициент R_e по формуле (5.17):

$$R_e = 30/30 = 1,0;$$

удельная прочность F_{yb} гвоздя по табл. 5.6:

$$F_{yb} = 620 \text{ Н/мм}^2;$$

коэффициент K_θ по формуле (5.15):

$$K_\theta = 1 + 0,25(90/90) = 1,25;$$

коэффициент R_d по табл. 5.8:

$$R_d = 2,2;$$

коэффициент k_1 по формуле (5.12):

$$k_1 = \frac{\sqrt{1,0 + 2 \cdot 1,0^2 (1 + 1,6 + 1,6^2) + 1,6^2 1,0^3} - 1,0 (1 + 1,0)}{(1 + 1,0)} = 0,56 ;$$

коэффициент k_2 по формуле (5.13):

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + 1,0) + \frac{2 \cdot 620 (1 + 2 \cdot 1,0) 3,8^2}{3 \cdot 30 \cdot 46,9^2}} = 1,07 ;$$

коэффициент k_3 по формуле (5.14):

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + 1,0)}{1,0} + \frac{2 \cdot 620 (2 + 1,0) 3,8^2}{3 \cdot 30 \cdot 29,3^2}} = 1,17 ;$$

нормативная несущая способность Z гвоздя на сдвиг далее определяется в зависимости от способов разрушения на рис. 5.5 по формулам из табл. 5.8:

Таблица 5.10

Способ разрушения	Соединение деревянной обвязки по верху стены и нижнего пояса фермы
I_m	$Z = \frac{3,8 \cdot 46,9 \cdot 30}{2,2} = 2,38 \text{ кН}$
I_s	$Z = \frac{3,8 \cdot 29,3 \cdot 30}{2,2} = 1,49 \text{ кН}$
II	$Z = \frac{0,56 \cdot 3,8 \cdot 29,3 \cdot 30}{2,2} = 0,84 \text{ кН}$
III_m	$Z = \frac{1,07 \cdot 3,8 \cdot 46,9 \cdot 30}{(1 + 2 \cdot 1,0) 2,2} = 0,84 \text{ кН}$
III_s	$Z = \frac{1,17 \cdot 3,8 \cdot 29,3 \cdot 30}{(2 + 1,0) 2,2} = 0,58 \text{ кН}$
IV	$Z = \frac{3,8^2}{2,2} \sqrt{\frac{2 \cdot 30 \cdot 620}{3(1 + 1,0)}} = 0,50 \text{ кН}$

наименьшая нормативная несущая способность гвоздя на сдвиг равна $Z = 0,50 \text{ кН} \approx 0,5 \text{ кН}$;

– регулирующие коэффициенты (см. табл. 5.3):

$$C_D = 1,6 \text{ (для ветровых нагрузок);}$$

$$C_M = C_t = C_g = C_A = C_{eg} = C_{di} = 1,0;$$

$$C_{tn} = 0,83;$$

– расчетная несущая способность гвоздя на сдвиг с учетом регулирующих коэффициентов:

$$Z' = Z \times C_D \times C_M \times C_t \times C_g \times C_A \times C_{eg} \times C_{di} \times C_{tn} = 0,5 \text{ кН} \times 1,6 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,83 = 0,7 \text{ кН};$$

– количество гвоздей, требуемых для передачи поперечной сдвиговой нагрузки $0,9 \text{ кН} / 0,7 \text{ кН} = 2 \text{ гвоздя}$.

Пример 5.4. Расчет соединений стены с фундаментом

Определить характеристики шпоночного или штыревого соединений для передачи сдвиговых нагрузок от стен на уширение фундамента.

Исходные данные: постоянная нагрузка на стену $N = 24,9 \text{ кН/м}$; нагрузка на основание стены $V = 15,3 \text{ кН/м}$ (от бокового давления грунта); толщина стены $0,2 \text{ м}$; прочность бетона на сжатие $f_c' = 21 \text{ МПа}$; прочность арматуры на растяжение 414 МПа ; коэффициент трения бетона по армированному бетону $\mu = 0,6$.

Решение.

1. Определим нагрузку на стену от бокового давления грунта (с коэффициентом 1,6):

$$V_u = 1,6 \times 15,3 \text{ кН/м} = 24,5 \text{ кН/м}.$$

2. Проверим устойчивость стены фундамента с учетом трения по поверхности уширения:

$$V_{friction} = 0,6 \times 24,9 \text{ кН/м} = 14,9 \text{ кН/м} < V_u = 24,5 \text{ кН/м}.$$

Итак, для связи стены фундамента с уширением необходимо устройство шпоночного или штыревого соединения.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

3. Определим размеры сечения арматурных штырей и их шаг:

$$A_{vf} = V_u / (\varphi f_y \mu) = 24,5 \text{ кН/м} / (0,85 \times 4,14 \times 10^2 \times 0,6) = 1,16 \times 10^{-4} \text{ м}^2 \text{ на } 1 \text{ п.м. стены.}$$

Принимаем арматуру профиля № 4 ($A_v = 4,23 \times 10^{-4} \text{ м}^2$) и определяем необходимый шаг штырей следующим образом:

$$\begin{aligned} A_{vf} &= A_v / S; \\ 1,16 \times 10^{-4} \text{ м}^2 / 1 \text{ п.м.} &= 4,23 \times 10^{-4} \text{ м}^2 / S; \\ S &= 3,64 \text{ м.} \end{aligned}$$

Итак, для передачи сдвиговых нагрузок от бетонных стен на уширение фундамента достаточно минимум одного стержневого штыря из арматуры профиля № 4 с шагом 3,64 м.

Литература

1. СНиП 31-02-2001. Дома жилые одноквартирные. М., ФГУП ЦНС Госстроя России, 2002.
2. СП 31-105-2003. Проектирование и строительство энергоэффективных одноквартирных жилых домов с деревянным каркасом. М., ФГУП ЦНС Госстроя России, 2002.
3. СНиП 23-01-99*. Строительная климатология. М., Управление технормирования Госстроя России, 2000.
4. СНиП 2.01.07-85 (2003). Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987, с изменениями и поправкам 1988, 1989, 1990, 1993, 2003, разделом 10 и обязательным приложением 5.
5. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1983, с изменениями 1985 и 1987.
6. РМРС (2003). Справочные данные по режиму ветра и волнения Баренцева, Охотского и Каспийского морей. СПб., Российский морской регистр судоходства, 2003.
7. РМРС (2006). Справочные данные по режиму ветра и волнения Балтийского, Северного, Черного, Азовского и Средиземного морей. СПб., Российский морской регистр судоходства, 2006.
8. ACI 318-05/318R-05. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI Committee 318, American Concrete Institute, 01-Jan-2005.
9. ACI 360R-06. Design of Slabs-on-Ground, American Concrete Institute, 01-Oct-2006.
10. ACI 530/530.1-05. Building Code Requirements and Specifications for Masonry Structures and Related Commentaries, American Concrete Institute, 01-Jan-2005.
11. ASCE 7 (2005). Minimum Building Loads for Buildings and Other Structures, ASCE Standard 7-05, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2005.
12. ASD/LRFD (2006). Manual for Engineered Wood Construction 2005 Edition, American Forest & Paper Association, Inc., 2006.
13. ASTM A307-04. Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs, 60 000 PSI Tensile Strength. ASTM International, 01-Aug-2004.
14. ASTM A325-06. Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength. ASTM International, 01-Aug-2006.
15. ASTM A615/A615M-06a. Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement, ASTM International, 01-May-2006.
16. ASTM C39/C39M-05. Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM International, 01-Nov-2005.
17. ASTM C90-06a. Standard Specification for Load Bearing Concrete Masonry Units, ASTM International, 01-Jun-2006.
18. ASTM C129-05. Standard Specification for Non Load Bearing Concrete Masonry Units, ASTM International, 15-May-2005.
19. ASTM C143/C143M-05a. Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete, ASTM International, 01-Nov-2005.
20. ASTM C150-05. Standard Specification for Portland Cement, ASTM International, 15-Jul-2005.
21. ASTM C270-06. Standard Specification for Mortar for Unit Masonry, ASTM International, 01-Apr-2006.
22. ASTM D1586-99. Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils, ASTM International, 10-Jan-1999.

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

23. ASTM D1990-00. Standard Practice for Establishing Allowable Properties for Visually-Graded Dimension Lumber from In-Grade Tests of Full-Size Specimens, Re-approved 2002.
24. ASTM D245-00. Standard Practice for Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber, Re-approved 2002.
25. ASTM D2915-03. Standard Practice for Evaluating Allowable Properties for Grades of Structural Lumber, 2003.
26. ASTM D5457-93. Standard Specification for Computing the Reference Resistance of Wood-Based Materials and Structural Connections for Load and Resistance Factor Design, Re-approved 1998.
27. ASTM F547-06. Standard Terminology of Nails for Use with Wood and Wood-Base Materials. ASTM International, 01-Aug-2006.
28. ASTM F1667-05. Standard Specification for Driven Fasteners: Nails, Spikes, and Staples. ASTM International, 15-Nov-2005.
29. FEMA-55 (2000). Coastal Construction Manual, Principles and Practices of Planning, Siting, Designing, Constructing, and Maintaining Residential Buildings in Coastal Areas, Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000.
30. ICC IBC-2006. International Building Code, International Code Council, Inc. (formerly BOCA, ICBO and SBCCI), 4051, West Flossmoor Road, Country Club Hills, IL 60478-5795, 01-Mar-2006.
31. ICC IRC-2006. International Residential Code For One- And Two-Family Dwellings, International Code Council, Inc. (formerly BOCA, ICBO and SBCCI), 4051, West Flossmoor Road, Country Club Hills, IL 60478-5795, 01-Mar-2006.
32. HUD (2002). Prescriptive Method for Insulating Concrete Forms in Residential Construction, Second Edition, Partnership for Advancing Technology in Housing, U.S. Department of Housing and Urban Development (HUD), 2002.
33. NDS-2005. National Design Specification (NDS) for Wood Construction with Commentary, American Forest & Paper Association, Inc., 2005.
34. NDS-S-2005. National Design Specification Supplement – Design Values for Wood Construction, American Forest & Paper Association, Inc., 2005.
35. PCA. Structural Design of Insulating Concrete Form Walls in Residential Construction. Portland Cement Association, Skokie, Illinois. 1998.
36. Residential Structural Design Guide: 2000 Edition. A State-of-the-Art Review and Application of Engineering Information for Light-Frame Homes, Apartments, and Townhouses. NAHB Research Center, Inc. Upper Marlboro, Maryland. February 2000.

Приложение. Геометрические характеристики сечений

Статические моменты сечения S_x и S_y относительно осей координат x и y необходимо определять по формулам:

$$\begin{aligned} S_x &= \int_A y dA = A y_c ; \\ S_y &= \int_A x dA = A x_c , \end{aligned} \quad (\text{П1})$$

где A – площадь сечения рассматриваемого элемента; x_c и y_c – расстояния от соответствующих осей координат до центра тяжести рассматриваемого сечения (рис. П1, а).

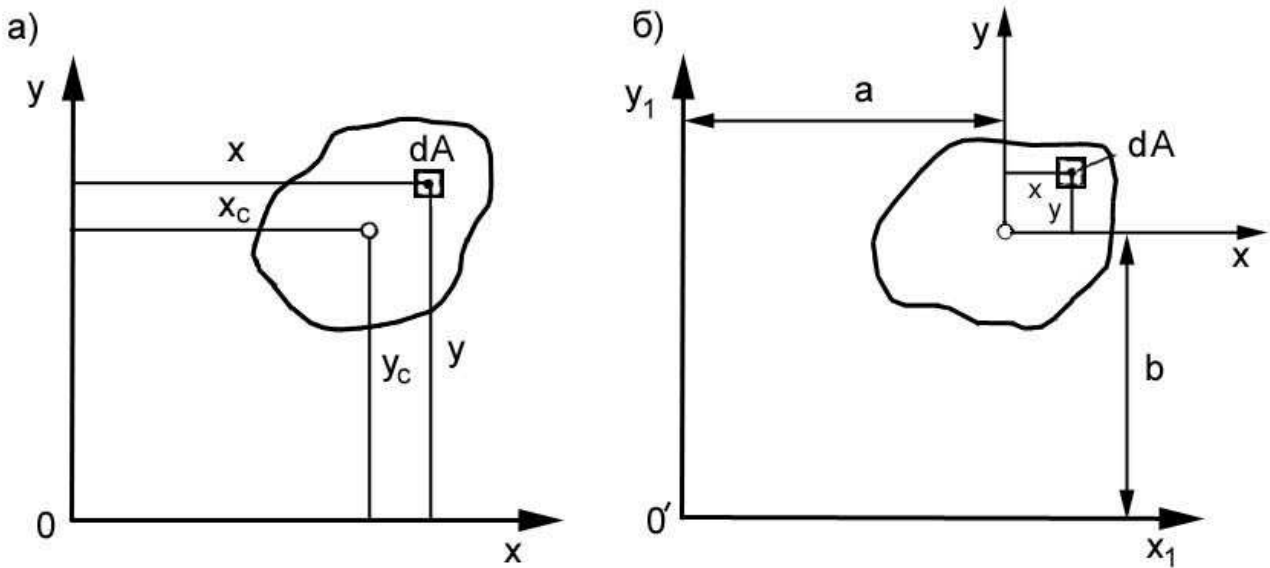


Рис. П1

Оси, проходящие через центр тяжести сечения, называются центральными. Статические моменты относительно центральных осей равны нулю.

Моменты инерции относительно центральных осей x и y определяются по формулам:

$$\begin{aligned} I_x &= \int_A y^2 dA ; \\ I_y &= \int_A x^2 dA . \end{aligned} \quad (\text{П2})$$

Для сложных сечений момент инерции находится как сумма моментов инерции отдельных его частей относительно той же оси. При параллельном переносе осей координат $x_1 = x + a$ и $y_1 = y + b$ моменты инерции определяются по формулам (рис. П1, б):

$$\begin{aligned} I_{x_1} &= I_x + b^2 A ; \\ I_{y_1} &= I_y + a^2 A , \end{aligned} \quad (\text{П3})$$

где a и b – расстояния до осей x_1 и y_1 новой системы координат.

Радиус инерции сечения относительно оси x вычисляется по формуле

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} , \quad (\text{П4})$$

а относительно оси y

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad . \quad (П5)$$

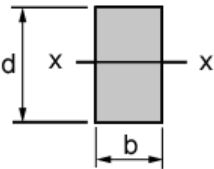
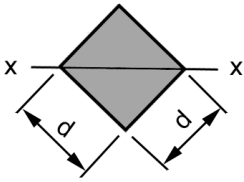
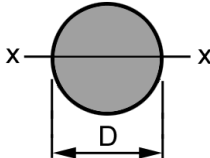
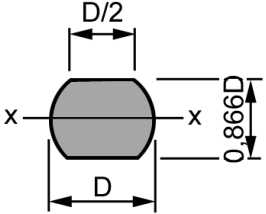
Отношение момента инерции к расстоянию от оси до наиболее удаленной точки контура сечения называется моментом сопротивления, т. е.

$$W_x = \frac{I_x}{y_{max}} \quad . \quad (П6)$$

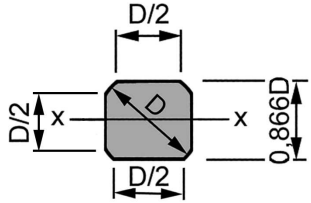
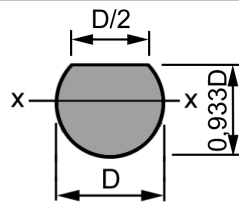
Моменты инерции, моменты сопротивления, площади и радиусы инерции сечений для некоторых плоских фигур приведены в табл. П1.

Таблица П1

Формулы для моментов инерции, моментов сопротивления, площади сечения и радиусов инерции

Форма сечения	Момент инерции I_x	Момент сопротивления W_x	Площадь сечения A	Радиус инерции i
	$\frac{bd^3}{12}$	$\frac{bd^2}{6}$	bd	$0,289 d$
	$\frac{d^4}{12}$	$\frac{d^3}{6\sqrt{2}}$	d^2	$0,289 d$
	$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{\pi D^3}{32}$	$\frac{\pi D^2}{4}$	$0,25 D$
	$0,039 D^4$	$0,088 D^3$	$0,740 D^2$	$0,23 D$

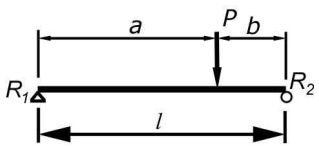
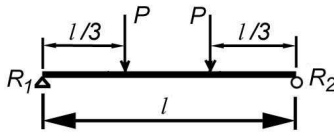
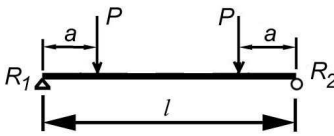
Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

	$0,038 D^4$	$0,087 D^3$	$0,693 D^2$	$0,235 D$
	$0,044 D^4$	$0,092 D^3$	$0,763 D^2$	$0,240 D$

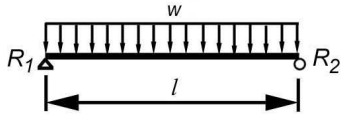
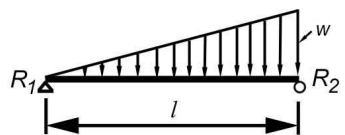
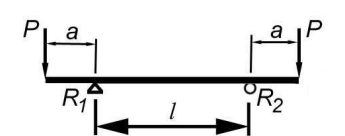
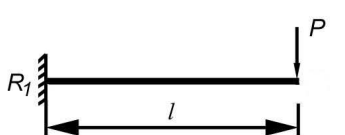
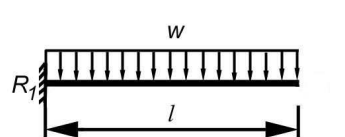
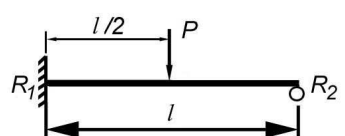
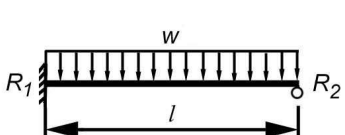
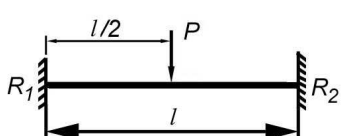
В табл. П2 приведены для наиболее часто встречающихся нагрузок величины опорных реакций, максимальных изгибающих моментов, прогибов и расстояния места приложения максимального изгибающего момента от опоры для однопролетных балок.

Таблица П2

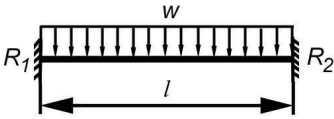
Опорные реакции и изгибающие моменты для однопролетных балок

Схемы балки и нагрузки	Опорные реакции	Максимальный изгибающий момент	Максимальный прогиб	Расстояние места приложения максимального изгибающего момента от опоры А
	$R_1 = \frac{Pb}{l}$ $R_2 = \frac{Pa}{l}$	$\frac{Pab}{l}$	$\frac{PbL^2}{27EI} \left(1 - \frac{b^2}{l^2}\right) \times \sqrt{3\left(1 - \frac{b^2}{l^2}\right)}$	a
	$R_1 = R_2 = P$	$\frac{Pl}{3}$	$\frac{23}{648} \frac{Pl^3}{EI}$	от $\frac{1}{3}l$ до $\frac{2}{3}l$
	$R_1 = R_2 = P$	Pa	$\frac{Pa^3}{24EI} \times \left(3\frac{l^2}{a^2} - 4\right)$	от a до $(l - a)$

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

	$R_1 = R_2 = \frac{wl}{2}$	$w \frac{l^2}{8}$	$\frac{5}{384} \frac{wl^4}{EI}$	$\frac{l}{2}$
	$R_1 = \frac{wl}{6}$ $R_2 = \frac{2wl}{3}$	$0,0642 wl^2$	$0,00652 \frac{wl^4}{EI}$	$0,578l$
	$R_1 = R_2 = P$	$-Pa$	$\frac{Pal^2}{8EI}$	от 0 до l
	$R_1 = P$	$-Pl$	$\frac{Pl^3}{3EI}$	0
	$R_1 = wl$	$-w \frac{l^2}{2}$	$\frac{wl^4}{8EI}$	0
	$R_1 = \frac{11}{16}P$ $R_2 = \frac{5}{16}P$	$-\frac{3}{16}Pl$ $+\frac{5}{32}Pl$	$\frac{Pl^3}{107,3EI}$	0 0,5l
	$R_1 = \frac{5}{8}wl$ $R_2 = \frac{3}{8}wl$	$-w \frac{l^2}{8}$ $+w \frac{l^2}{128}$	$\frac{wl^4}{185EI}$	0 $\frac{3}{8}l$
	$R_1 = R_2 = \frac{P}{2}$	$-\frac{1}{8}Pl$ $+\frac{1}{8}Pl$	$\frac{Pl^3}{192EI}$	0; l 0,5l

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

	$R_1 = R_2 = \frac{wl}{2}$	$-w \frac{l^2}{12}$ $+w \frac{l^2}{24}$	$\frac{wl^4}{384 EI}$	$0; l$ $0,5l$
---	----------------------------	---	-----------------------	------------------

Оглавление

Предисловие.....	3
Введение.....	4
Глава 1. Основы конструирования и расчета.....	11
1.1. Цели расчета и конструирования.....	11
1.2. Классификация нагрузок.....	11
1.3. Пути нагружения.....	13
1.4. Обеспечение конструктивной надежности.....	16
1.5. Основные положения метода допускаемых напряжений.....	17
1.6. Основные положения метода предельных состояний.....	19
Глава 2. Определение нагрузок.....	21
2.1. Нагрузки на жилые дома.....	21
2.2. Сочетания нагрузок.....	21
2.3. Постоянные нагрузки.....	23
2.4. Временные нагрузки.....	25
2.5. Боковые нагрузки от грунта.....	26
2.6. Ветровые нагрузки.....	27
2.7. Снеговые и другие нагрузки.....	30
2.8. Примеры расчета.....	31
Глава 3. Расчет и конструирование фундаментов.....	35
3.1. Общие сведения о фундаментах жилых домов.....	35
3.2. Свойства монолитного железобетона.....	37
3.3. Характеристики сборных бетонных блоков.....	39
3.4. Несущая способность грунта и ширина опирания.....	40
3.5. Уширения подошвы фундаментов.....	41
3.6. Фундаментные стены.....	47
3.7. Кладки сборных бетонных блоков.....	52
3.8. Армированные кладки бетонных блоков.....	55
3.9. Деревянные фундаменты.....	58
3.10. Изолирующие опалубки фундаментов.....	60
3.11. Плиты на грунте.....	62
3.12. Свайные фундаменты.....	63
3.13. Защита фундаментов от промерзания.....	64
3.14. Примеры расчета.....	67
Глава 4. Расчет и конструирование деревянных конструкций.....	81
4.1. Деревянные конструкции жилых домов	81
4.2. Основные свойства пиломатериалов.....	82
4.3. Деревянные строительные панели.....	85
4.4. Нормативные характеристики прочности пиломатериалов.....	86
4.5. Расчетные характеристики прочности пиломатериалов.....	87
4.6. Несущая способность и деформации деревянных элементов.....	95
4.7. Деревянные перекрытия.....	99
4.8. Деревянные стены.....	102
4.9. Деревянные крыши.....	106
4.10. Примеры расчета.....	111
Глава 5. Расчет и конструирование соединений конструкций.....	131

Жилой дом по-американски. Расчет и конструирование

5.1. Общие сведения.....	131
5.2. Крепежные средства.....	133
5.3. Расчет соединений конструкций.....	140
5.4. Расчет соединений стен с уширениями фундаментов.....	149
5.5. Примеры расчета.....	151
Литература.....	159
Приложение. Геометрические характеристики сечений.....	161

М. Е. Миронов

Жилой дом по-американски

Расчет и конструирование

Лицензия ИР № 020593 от 07.08.97

Налоговая льгота – Общероссийский классификатор продукции
ОК 005-93, т. 2; 95 3004 – научная и производственная литература

Подписано в печать 15.02.2011, Формат 60х84/8. Печать цифровая.
Усл. печ. л. 21,0. Уч.-изд. л. 21,0. Тираж 100. Заказ 7183б.

Отпечатано с готового оригинал-макета, предоставленного автором,
в Цифровом типографском центре Издательства Политехнического университета.
195251, Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29.
Тел.: (812) 550-40-14
Тел./факс: (812) 297-57-76