**Министерство строительства
и жилищно-коммунального хозяйства
Российской Федерации**

**Федеральное автономное учреждение
«Федеральный центр нормирования, стандартизации
и оценки соответствия в строительстве»**

Методическое пособие

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖИЛЫХ МНОГОКВАРТИРНЫХ ЗДАНИЙ С ШИРОКИМ ШАГОМ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ, ОБЕСПЕЧИВАЮЩИХ СВОБОДНУЮ ПЛАНИРОВКУ

Москва, 2017

gost.e-ecolog.ru

Содержание

	Введение	4
1	Область применения	6
2	Нормативные ссылки	6
3	Термины, определения и сокращения	8
4	Общие положения	10
5	Планировочные схемы многоквартирных зданий с широким шагом несущих конструкций	10
6	Обеспечение гибкости и вариантности планировочных решений	12
7	Требования к объемно-планировочным решениям	16
	7.1 Общие положения	16
	7.2 Встроенные и встроено-пристроенные помещения общественного назначения	16
	7.3 Поэтажные планировочные решения	17
	7.4 Цокольные и подземные этажи	18
8	Требования к конструктивным решениям	19
	8.1 Конструктивные системы	19
	8.2 Нагрузки и воздействия	28
	8.3 Требования к материалам и их характеристикам	29
	8.4 Вертикальные несущие конструкции	29
	8.5 Перекрытия	33
	8.6 Узлы и стыки	33
9	Конструктивные решения	53
	9.1 Основные положения	53
	9.2 Плиты перекрытий	53
	9.3 Стеновые панели	56
	9.4 Узлы сопряжения и связи	59

Приложение А. Примеры жилых многоквартирных зданий с широким шагом несущих конструкций …… 61
Приложение Б. Общие указания к расчетным моделям крупнопанельных зданий …… 66
Приложение В. Расчет шпоночного соединения плит перекрытия… 71
Приложение Г. Расчет прочности вертикальных стыков …… 73
Приложение Д. Расчет прочности горизонтальных стыков …… 78
Приложение Е. Общие требования к монтажу конструкций и качеству бетонирования стыковых соединений мелкозернистым бетоном …….. 89
Приложение Ж. Определение расчетной высоты стеновой панели .. 91
Приложение И. Учет частичного защемления опорных участков плит перекрытий …… 93
Приложение К. Расчет нагелей работающих на сдвиг в монолитных поясах соединяющих многопустотные плиты перекрытий со стенами……...…… 95
Приложение Л. Определение податливости соединений элементов несущих конструкций …….. 97
Библиография …… 105

Введение

Настоящее методическое пособие разрабатывается в развитие положений СП 54.13330 «Здания жилые многоквартирные. Правила проектирования» с учетом требований [1], [2], [3], [4] для реализации проектировщиками требований, заложенных в строительных нормах и правилах, и выполнения более грамотного и рационального их проектирования в соответствии с положениями действующих норм.

Применение настоящего пособия даст проектировщикам механизм реализации требований по безопасности, заложенных в строительных нормах и правилах для более грамотного и рационального проектирования, а также позволит повысить качество выполняемых проектных работ за счет использования единых практических подходов к выполнению работ на основе унифицированных решений, типовых единых практических подходов к выполнению работ, а также станет основой для проведения независимых экспертных оценок выполненных работ, что обеспечит снижение рисков возникновения аварийных ситуаций и повышение безопасной эксплуатации строительных объектов.

Методическое пособие предназначено для специалистов и руководителей проектно-изыскательских и строительных организаций, учреждений и служб заказчика (инвестора) и других заинтересованных организаций, с целью обеспечения их организационно-техническими материалами, которые позволяют разрабатывать и применять высокоэффективные проектные решения зданий, обеспечивающие качество и конкурентоспособность этих объектов.

Методическое пособие включает рекомендации и разъяснения по применению возможных архитектурно-планировочных решений жилых многоквартирных зданий с широким шагом несущих конструкций.

Пособие содержит положения по проектированию конструкций жилых зданий, возводимых в несейсмических районах, в части выбора и компоновки

конструктивных систем, проектирования конструкций и их расчету на силовые воздействия.

Методическое пособие выполнено ЗАО «ПРОМТРАНСНИИПРОЕКТ» (руководитель работы – Л.А. Андреева), АО «ЦНИИЭП жилища» (руководитель разработки – к. арх., проф. А.А. Магай, ответственный исполнитель – к. арх., доц. Н.В. Дубынин, исполнители – А.И. Хорунжая, к.т.н. В.П. Блажко, М.А. Жеребина, к.т.н. А.В. Захаров, к.т.н. Т.Р. Забалуева, к.т.н. М.Ю. Граник, к.т.н. С.А. Зенин, к. арх. А.О. Родимов, Е.В. Кашулина, М.П. Леонтьева).

1 Область применения

1.1 Настоящее методическое пособие устанавливает требования и рекомендации к проектированию архитектурно-планировочных решений жилых многоквартирных зданий (согласно определению СП 54.13330) с широким шагом несущих конструкций.

1.2 Настоящее методическое пособие допускается применять при проектировании конструкций многоквартирных жилых зданий с широким шагом несущих конструкций высотой до 75 м включительно, возводимых в несейсмических районах на основаниях, сложенных скальными, крупнообломочными, песчаными и глинистыми грунтами (обычные грунтовые условия).

2 Нормативные ссылки

ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения»

ГОСТ Р 54923-2012 «Композитные гибкие связи для многослойных ограждающих конструкций»

ГОСТ 8.417-2002 «Государственная система обеспечения единства измерений»

СП 1.13130.2009 «Системы противопожарной защиты. Эвакуационные пути и выходы (с Изменением N 1)»;

СП 4.13130.2013 «Системы противопожарной защиты. Ограничение распространения пожара на объектах защиты. Требования к объемно-планировочным и конструктивным решениям»;

СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции»

СП 16.13330.2011 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции»

СП 17.13330.2011 «СНиП II-26-76 Кровли»

СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия»

СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений»

СП 24.13330.2011 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты»

СП 28.13330.2012 «СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии»

СП 50.13330.2012 «СНиП 23-02-2003 Тепловая защита зданий»

СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения»

СП 70.13330.2012 «СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции»

СП 257.1325800.2016 «Здания гостиниц. Правила проектирования»

Примечание – При пользовании настоящим методическим пособием целесообразно проверить действие ссылочных стандартов (сводов правил и/или классификаторов) в информационной системе общего пользования – на официальном сайте национального органа Российской Федерации по стандартизации в сети Интернет или по ежегодно издаваемому информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по выпускам ежемесячно издаваемого информационного указателя «Национальные стандарты» за текущий год. Если заменен ссылочный стандарт (документ), на который дана недатированная ссылка, то рекомендуется использовать действующую версию этого стандарта (документа) с учетом всех внесенных в данную версию изменений. Если заменен ссылочный стандарт (документ), на который дана датированная ссылка, то рекомендуется использовать версию этого стандарта (документа) с указанным выше годом утверждения (принятия). Если после утверждения настоящего стандарта в ссылочный стандарт (документ), на который дана датированная ссылка, внесено изменение, затрагивающее положение, на которое дана ссылка, то это положение рекомендуется применять без учета данного изменения. Если ссылочный стандарт (документ) отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, рекомендуется применять в части, не затрагивающей эту ссылку. Сведения о действии сводов правил можно проверить в Федеральном информационном фонде технических регламентов и стандартов.

3 Термины, определения и сокращения

В настоящем методическом пособии приняты термины определения и сокращения согласно СП 54.13330, СП 118.13330, СП 113.13330, СП 160.1325800, а также следующие термины обозначения и сокращения.

Вариантная планировка: возможность обеспечить при строительстве несколько планировочных решений в пределах квартиры или целого этажа без изменения несущих конструкций.

Гибкая планировочная структура: Возможность выполнять перепланировку помещений не затрагивая несущие конструкции.

Жесткость: сопротивление конструктивных элементов деформированию при внешнем воздействии. Основная характеристика жесткости – коэффициент жесткости, равный силовому воздействию, вызывающему единичное перемещение.

Конструктивная система здания: совокупность взаимосвязанных конструкций здания, обеспечивающих его прочность, жесткость и устойчивость на стадии возведения и стадии эксплуатации при действии всех расчетных нагрузок и воздействий.

Крупнопанельное здание: здание, вертикальные несущие элементы которого состоят из крупных сборных панелей (высотой на этаж), и перекрытий из сборных плит.

Податливость: величина, обратная жесткости. Характеристика податливости - коэффициент податливости, равный перемещению, вызванному единичным силовым воздействием.

Панель: плоский сборный элемент заводского изготовления из бетона или железобе*т*она.

Панель ненесущая: панель, которая передает вертикальную нагрузку только от собственного веса на смежные конструкции (перекрытия, несущие стены).

Панель несущая: панель, которая воспринимает и передает фундаментам нагрузки от перекрытий, крыши, ненесущих стеновых панелей, перегородок.

Панель самонесущая: панель, которая воспринимает и передает фундаментам вертикальную нагрузку только от собственного веса (включая нагрузку от балконов, лоджий, парапетов и т.д.).

Перегородка: ненесущая внутренняя стена предназначенная для разделения здания в пределах этажа на отдельные помещения.

Сборная плита: плоский или пустотный сборный элемент заводского изготовления, применяемый при возведении перекрытий и крыш

Трансформативная архитектура: архитектурные решения, предусматривающие возможность динамичного изменения объемно-планировочных характеристик помещений и здания в целом, с учетом погодных условий и функциональных потребностей, с использованием технических средств.

Широкий шаг несущих конструкций: конструктивно-планировочный шаг разбивочных осей несущих стен, позволяющий реализовать гибкую и вариантную планировку за счет объединения или деления помещений, принимаемый от 5,1 метра и более.

МГН – маломобильные группы населения;

ПБФ – многопустотные плиты перекрытий безопалубочного формования;

УБК – унифицированный безригельный каркас.

4 Общие положения

4.1 Применение широкого шага несущих вертикальных конструкций (от 6 метров между продольными и от 5,1 м между поперечными стенами в осях) при проектировании и строительстве многоквартирных жилых зданий обеспечивает возможность использования объемно-планировочных решений с гибкой планировкой.

Гибкость архитектурно-планировочных решений, обеспечивает увеличение срока морального старения жилых многоквартирных зданий с широким шагом несущих конструкций.

4.2 При проектировании жилых многоквартирных зданий с широким шагом поперечных несущих стен представляется возможным формировать помещения

площадью 50-60 м^2, с широким шагом продольных несущих стен – помещения площадью 800-100 м^2, разбиваемые в дальнейшем на помещения меньшей площади с помощью стационарных и трансформируемых перегородок.

4.3 В зданиях с продольными несущими стенами сплошное армирование вдоль наружных стен в соответствии с п.8, выполняемое в частности с целью предотвращения прогрессирующего обрушения, дает возможность обеспечения разнообразия пластики фасадов, исключая отдельные панели (группы панелей), заменяя их заглубленными лоджиями, витражами, приставными или консольными эркерами.

5 Планировочные схемы многоквартирных жилых зданий с широким шагом несущих конструкций

5.1 С широким шагом несущих конструкций могут быть запроектированы все существующие типы многоквартирных жилых зданий (секционные, коридорные, галерейные).

Примеры ряда проектных решений жилых многоквартирных зданий с широким шагом несущих конструкций приведены в приложении А.

5.2 Жилые здания с широким шагом несущих конструкций могут быть запроектированы в поперечно-стеновой (рис.5.1а), продольно-стеновой (рис.5.1б) и перекрестно-стеновой конструктивной системе (рис.5.1, в). А также в каркасной системе с продольным, поперечным и смешанным расположением ригелей (рис. 5.1, г, д, е).

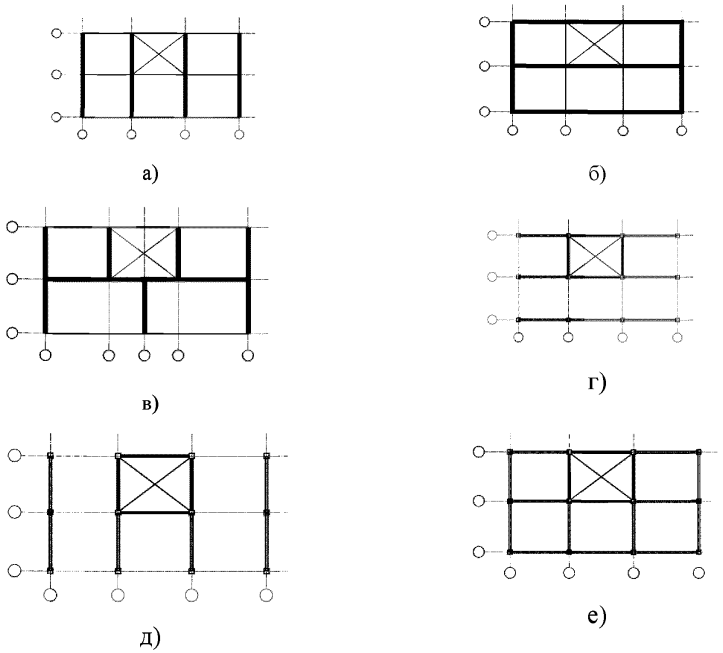
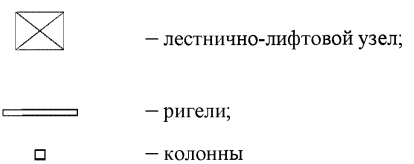


Рисунок 5.1 – Схемы конструктивных систем многоквартирных жилых зданий с широким шагом: а) поперечно-стеновая; б) продольно-стеновая; в) перекрестно-стеновая; г) каркасная система с продольным расположением ригелей; д) каркасная система с поперечным расположением ригелей; е) каркасная система со смешанным расположением ригелей. Условные обозначения:



5.3 Многоквартирные жилые здания с широким шагом несущих конструкций малоэтажные (до 4 этажей), среднеэтажные (5–8 этажей) и многоэтажные (9 и более этажей) (согласно определению п. 5.5 СП 42.13330.2011), до 36 м включительно могут быть запроектированы в любой из конструктивных систем: поперечно-стеновой, продольно-стеновой, перекрестно-стеновой.

5.4 При проектировании многоквартирных жилых зданий с широким шагом несущих конструкций конструктивные системы рекомендуется выбирать с учетом их высоты секций следующим образом:

- с широким шагом продольных несущих стен – высотой не более 36 м.

- с широким шагом поперечных несущих стен – высотой не более 50 м.

- с широким шагом перекрестных стен – высотой не более 75 м.

- с продольным, поперечным и смешанным расположением ригелей – высотой не более 75 м.

- длина здания с широким шагом несущих конструкций определяется максимальным шагом деформационно-усадочного шва, определяемым по расчету, но не более 60 метров.

5.5 При проектировании многосекционных жилых зданий с широким шагом несущих конструкций количество, ориентация и конфигурация секций устанавливается в соответствии с градостроительными и объемно-планировочными требованиями, а также заданием на проектирование, ограничения по количеству секций отсутствуют.

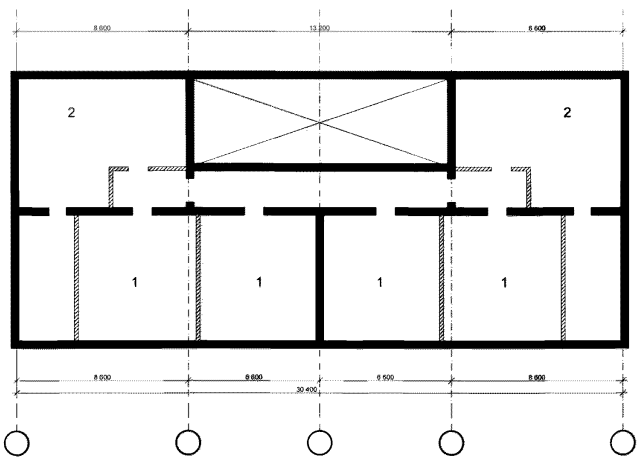
6 Обеспечение гибкости и вариантности планировочных решений

6.1 Гибкая планировочная структура помещений и здания в целом при широком шаге несущих конструкций обеспечивается возможностью разделить

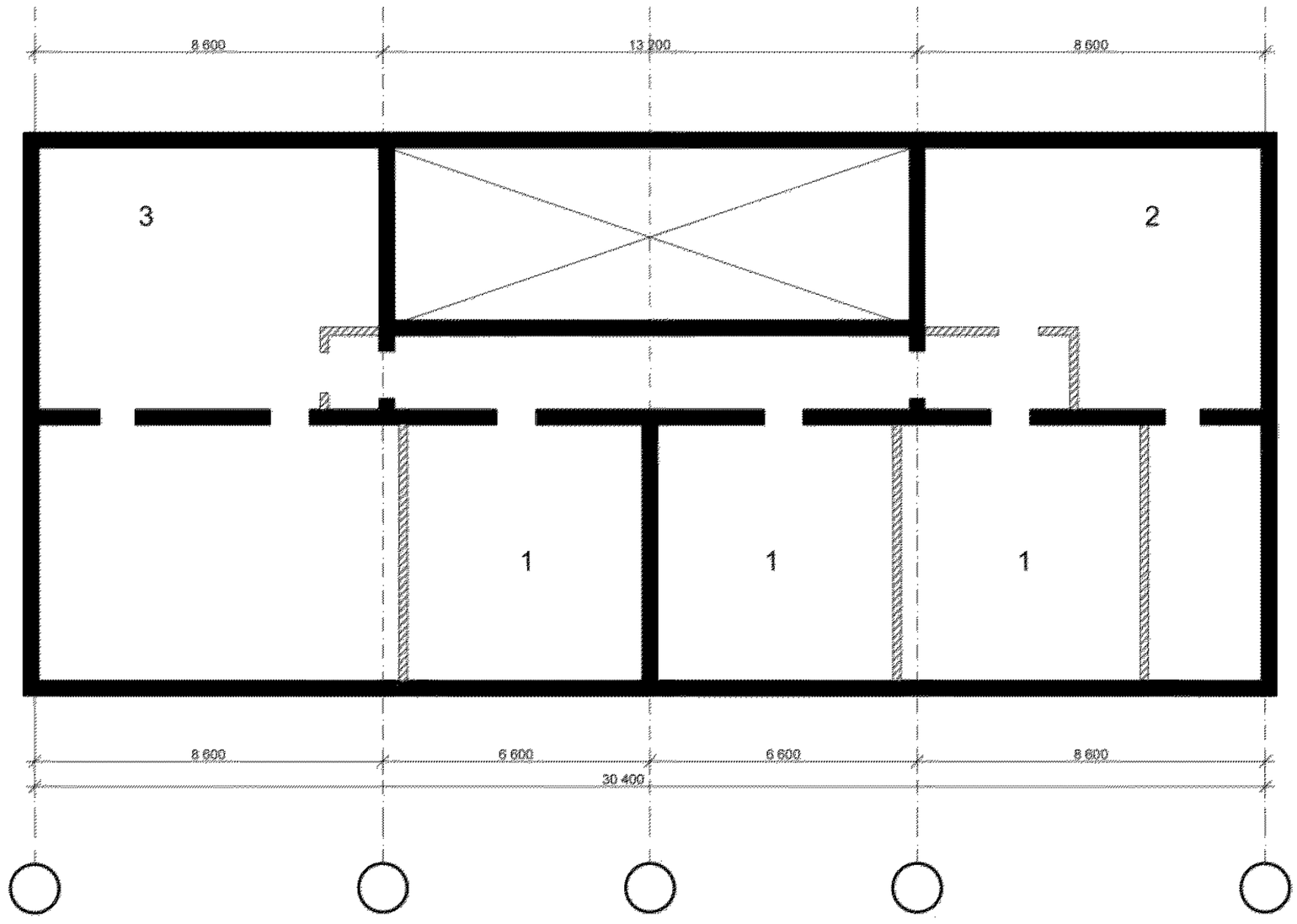
помещение на несколько комнат или объединить их. Соответственно, ширина помещения должна позволять выделить в нем 2 комнаты с минимальной шириной 2,4 м (в соответствии с п.6.1.9 СП 31-107-2004). Учитывая это шаг поперечных несущих конструкций, рекомендуется принимать не менее 5,1 м.

6.2 При проектировании зданий с гибкой планировочной структурой в проекте рекомендуется предусматривать возможные варианты перепланировок. Пример разных наборов квартир на этаже в здании с широким шагом несущих стен показан на рисунке 6.1.

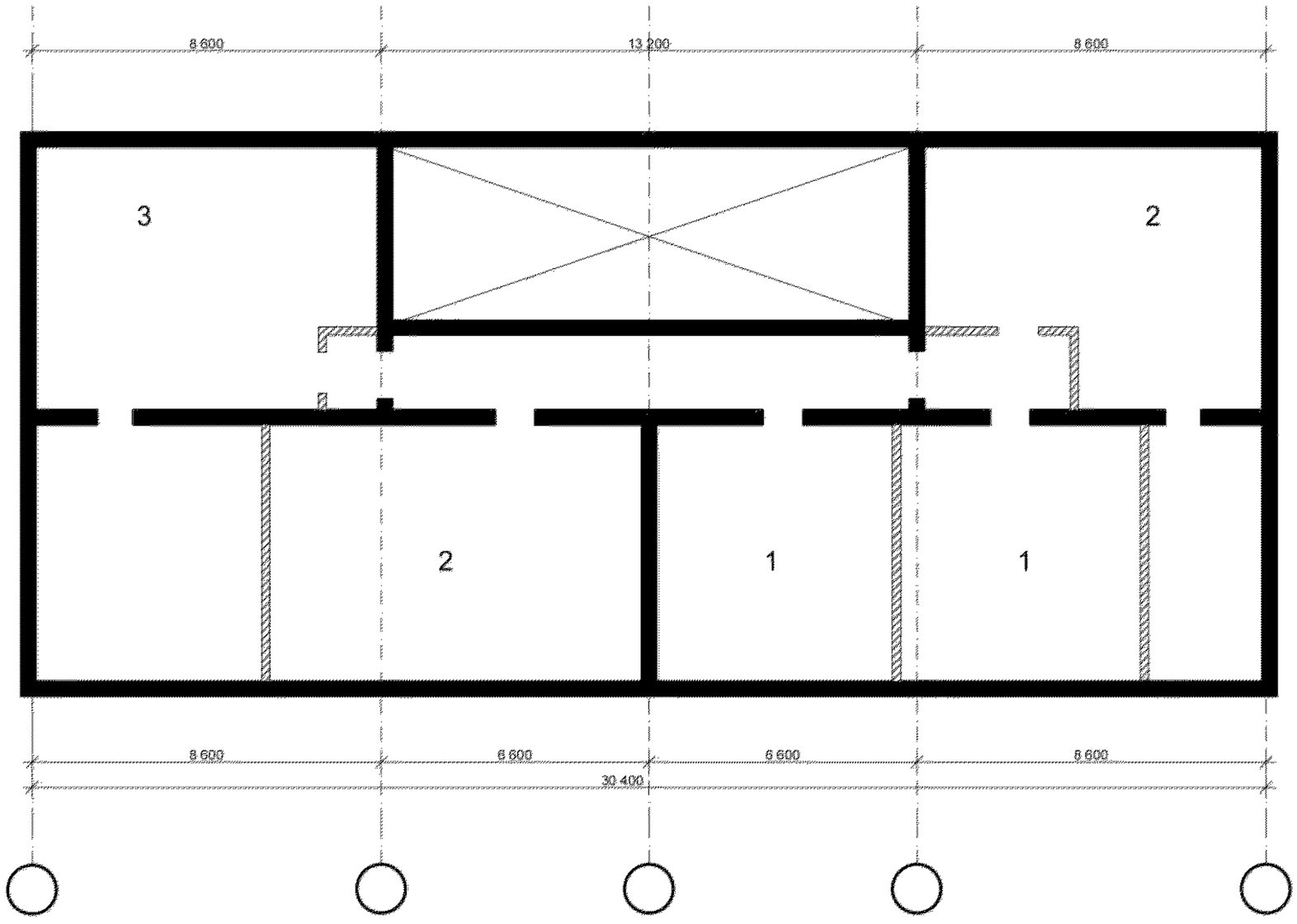
а)



б)


8 600
13 200
8 600
3
2
1
1
1
8 600
6 600
6 600
8 600
30 400

в)


8 600
13 200
8 600
3
2
2
1
1
8 600
6 600
6 600
8 600
30 400

г)

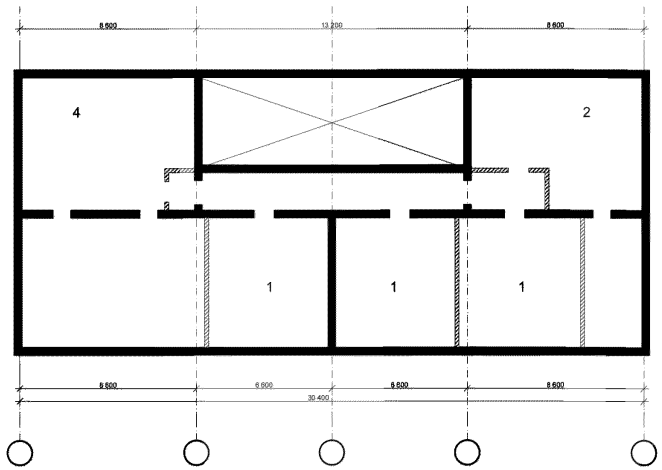


Рисунок 6.1 – Схемы вариантов набора квартир в здании с широким шагом несущих стен: а) 2-1-1-1-1-2; б) 3-1-1-1-2; в) 3-2-1-1-2; г) 4-1-1-1-2

Условные обозначения:

 – лестнично-лифтовой узел

6.3 На первых этажах несущие конструкции должны предусматривать возможность вариантной планировки, в том числе, если там устраиваются помещения общественного назначения.

6.4 В целях обеспечения вариантной планировки в зданиях с широким шагом несущих конструкций рекомендуется предусматривать проемы в несущих стенах, с учетом возможных вариантов перепланировки.

6.5 При выборе количества и размеров оконных проемов должны быть учтены возможные варианты перепланировок, в том числе с делением или объединением помещений.

6.6 На первых этажах при устройстве общественных помещений рекомендуется предусматривать оконные проемы с максимальными размерами по своим габаритным параметрам.

6.7 Для обеспечения вариантной планировки в здании с широким шагом поперечных несущих стен рекомендуется предусматривать широкие оконные проемы. При необходимости они могут заполняться как свето-прозрачными секциями, так глухими, и заменяться в процессе эксплуатации.

6.8 При определении высоты помещений в здании с гибкой планировочной структурой следует предусматривать возможность прокладки и перекладки инженерных коммуникаций в конструкции пола и/или над подвесным потолком, при этом высота помещения в свету должна соответствовать [5].

7 Требования к объемно-планировочным решениям

7.1 Общие положения

7.1.1 Состав, площади и взаимное расположение функционально-планировочных компонентов жилого многоквартирного здания с широким шагом несущих конструкций определяются заданием на проектирование и действующими нормативными документами в области проектирования и строительства.

7.1.2 Объемно-планировочные решения зданий с широким шагом несущих конструкций, в случае, предусмотренном п.4.3 СП 54.13330.2011, должны обеспечивать беспрепятственное перемещение маломобильных групп населения по его объему в соответствии с СП 59.13330, СП 136.13330, СП 137.13330, СП 138.13330, СП 140.13330, СП 147.13330.

7.1.3 Входы в жилую и общественную части здания рекомендуется проектировать без перепадов уровней между крыльцом, вестибюльно-входной группой, выходами в лифты.

Если данные перепады все же необходимы, целесообразно предусматривать лифт с проходной кабиной, позволяющей выходить на площадки по разные стороны шахты, расположенные на разной высоте, и за счет этого обеспечить подъем от уровня пола вестибюля до пола первого этажа. Это позволит обойтись без применения дополнительных подъемных устройств.

7.2 Встроенные и встроено-пристроенные помещения общественного назначения

7.2.1 При проектировании помещений общественного назначения с выступом за их пределы не более, чем на 1,5 м со стороны продольного фасада и не более 6 м со стороны торцов, помещения следует считать встроенными. В случае если помещения общественного назначения выступают за пределы здания более, чем указано выше их следует считать встроенно-пристроенными.

7.2.2 При устройстве встроенно-пристроенных общественных помещений необходимо учитывать возможность ремонта или замены инженерных коммуникаций жилой части, проходящей через общественные помещения [6], [7].

7.2.3 Рекомендуется устраивать пристраиваемые помещения общественного назначения шириной не менее 6 м в целях обеспечения возможности их вариантной планировки [8].

7.3 Поэтажные планировочные решения

7.3.1 Параметры жилых и подсобных помещений здания с широким шагом несущих конструкций должны соответствовать требованиям СП 54.13330, [5].

7.3.2 Для обеспечения вариантной планировки рекомендуется предусматривать возможность переноса санузлов и кухонь-ниш.

Зону кухни ниши, при условии ее оборудования электрической плитой и

принудительной вытяжкой, допускается размещать в жилых комнатах и/или над жилыми комнатами других квартир.

Санузлы и кухни не следует размещать над жилыми комнатами других квартир.

7.3.3 Внутриквартирные инженерные коммуникации с вертикальной разводкой (каналы, шахты) рекомендуется размещать как можно ближе к внеквартирному коридору. В этом случае они не создают препятствий при перепланировках, а также обеспечивается доступ к приборам индивидуального учета воды, расположенных на коммуникациях.

7.3.4 Для уменьшения количества вертикальных шахт инженерных коммуникаций от низа к верхней части здания и увеличения возможностей вариантной планировки рекомендуется размещение квартир с меньшим числом комнат на нижних этажах, а с большим - на верхних.

7.3.5 При перепланировке устраиваемые межкомнатные и/или межквартирные стены должны удовлетворять требованиям звукоизоляции воздушного и ударного шума в соответствии с СП 51.13330.

7.3.6 В квартирах допускается предусматривать возможность устройства теплых лоджий, которые целесообразно применять при конструктивной схеме с продольными несущими стенами.

7.4 Цокольные и подземные этажи

7.4.1 В здания с широким шагом несущих конструкций целесообразно устраивать подземные автостоянки в соответствии с требованиями п.4 СП 154.13330. Это позволит максимально использовать возможности широкого шага несущих конструкций, обеспечивающие удобное для организации машиномест пространство в подземном уровне.

7.4.2 Встроенные подземные автостоянки рекомендуется проектировать не

более трех этажей.

7.4.3 В случае, если в здании предусматривается подземная автостоянка, то шаг вертикальных несущих конструкций следует устанавливать не менее 6,6 м для организации проездов и машиномест, соответствующих габаритам легковых автомобилей среднего класса.

8 Требования к конструктивным решениям

8.1 Конструктивные системы зданий с широким шагом несущих конструкций.

8.1.1 При проектировании зданий с широким шагом несущих конструкций в перекрестно-стеновой конструктивной системе перекрытия рекомендуется выполнять без предварительного напряжения с опиранием по трем сторонам (кроме случаев применения плит безопалубочного формования). Перекрестно стеновая система обладает высокой пространственной жесткостью и устойчивостью к воздействиям чрезвычайного характера. Рекомендуется к применению как для обычных условий строительства, так и для сейсмически активных районов.

8.1.2 В зданиях с поперечно-стеновой конструктивной системой нагрузки от плит перекрытий передаются на несущие поперечные стены. Перекрытия работают по балочной схеме с опиранием по двум противоположным сторонам. Для рассматриваемой системы характерна разница вертикальных деформаций поперечных стен относительно стен продольного направления.

8.1.3 Для выравнивания деформаций между поперечными и продольными стенами рекомендуется примыкающие к продольным стенам плиты перекрытий опирать по трем сторонам (короткими сторонами на поперечные стены длинной стороной на продольную стену). Горизонтальные нагрузки, действующие вдоль

направления поперечных стен, воспринимаются поперечными стенами. Горизонтальные нагрузки перпендикулярного направления воспринимаются продольными стенами. Продольные стены в данном случае являются диафрагмами жесткости. Перераспределение горизонтальных нагрузок по направлениям должно обеспечиваться за счет жесткости диска перекрытия.

8.1.4 В зданиях с продольно-стеновой конструктивной схемой вертикальные нагрузки воспринимаются и передаются на фундамент продольными стенами. Перекрытия опираются на продольные стены по балочной схеме. Поперечные стены расположены в торцах здания. Возможно, их размещение в средней части здания. Они служат диафрагмами жесткости в поперечном направлении. Также диафрагмами жесткости в поперечном направлении могут служить стены лестнично-лифтовых узлов.

8.1.5 Плиты перекрытий, примыкающие к торцевым стенам и поперечным диафрагмам жесткости, следует опирать по трем сторонам (кроме случаев применения плит безопалубочного формования). При этом плиты могут быть изготовлены без предварительного напряжения.

8.1.6 Горизонтальные нагрузки воспринимаются в продольном направлении несущими продольными стенами (наружными и внутренними). В поперечном направлении нагрузки воспринимаются торцевыми стенами, поперечными диафрагмами жесткости и стенами лестнично-лифтовых узлов. Указания по расчетным моделям даны в Приложении Б.

8.1.7 В зданиях с продольно-стеновой системой необходимо предусматривать попарное соединение продольных стен между собой непосредственно или через диски перекрытий. На рисунке 8.1 показаны схемы расположения плит перекрытий.

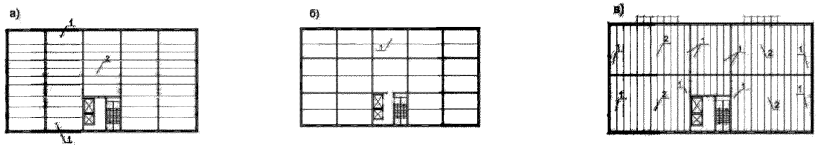


Рисунок 8.1 – Схема расположения плит перекрытий: а) поперечно-стеновая система; б) перекрестно-стеновая система; в) продольно-стеновая система; 1 – перекрытия, опирающиеся по трем сторонам; 2 – перекрытия, опирающиеся по двум сторонам

8.1.8 В каркасных конструктивных системах зданий с широким шагом несущих конструкций вертикальными несущими элементами являются колонны каркаса, на которые передается нагрузка от перекрытий через ригели. Виды каркасных систем показаны на рисунке 8.2.

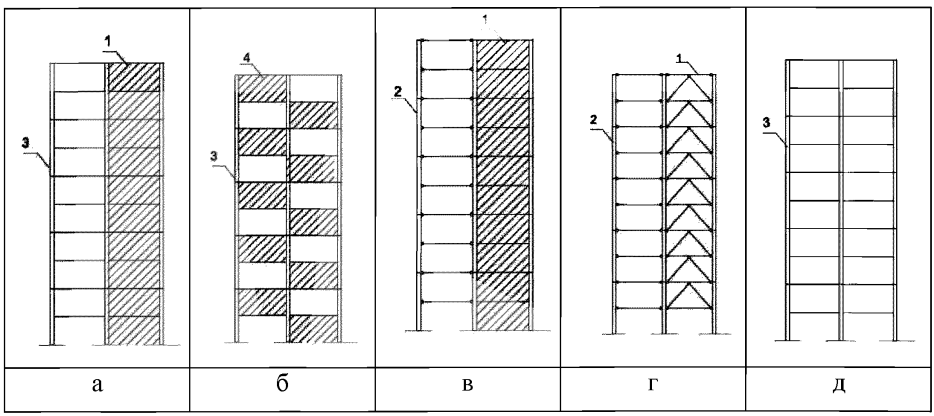


Рисунок 8.2 – Каркасные конструктивные системы: а, б – связевые с вертикальными диафрагмами жесткости; в – рамная; г – рамно-связевая с вертикальными диафрагмами жесткости; д – тоже, с – жесткими вставками; 1 – вертикальная диафрагма жесткости; 2 – каркас с шарнирными узлами; 3 – рамный каркас; 4 – жесткие вставки

8.1.9 Связевая каркасная система характеризуется упруго податливыми соединениями между ригелями и колоннами каркаса. Горизонтальные нагрузки от перекрытий воспринимаются и передаются основанию вертикальными диафрагмами жесткости в виде стен или сквозных раскосных элементов, поясами которых служат колонны. Размещение диафрагм в плане здания должно обеспечивать его геометрическую неизменяемость.

8.1.10 В рамной каркасной системе вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимает и передает основанию каркас с жесткими узлами ригелей с колоннами. Рамные каркасные системы рекомендуется применять для малоэтажных зданий.

8.1.11 В рамно-связевой каркасной системе вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимают и передают основанию совместно вертикальные диафрагмы жесткости и рамный каркас с жесткими узлами ригелей с колоннами.

8.1.12 При проектировании жилых зданий с широким шагом несущих конструкций в рамно-связевой каркасной системе рекомендуется использовать сборные колонны высотой на два-три этажа, многопустотные плиты перекрытий безопалубочного формования (ПБФ) и монолитные ригели без предварительного напряжения рабочей арматуры. В рассматриваемой системе плиты перекрытий опираются на ригель. При этом пустоты плит в опорной зоне заполняются бетоном при бетонировании ригеля.

8.1.13 При проектировании жилых зданий в связевой каркасной системе рекомендуется применять ПБФ с увеличенной толщиной ребер, в которых имеется поперечная арматура. Шаг колонн в поперечном направлении 6,0–7,2 м. Шаг колонн в продольном направлении ограничен несущей способностью и деформативностью монолитных ригелей.

8.1.14 Жилые здания с широким шагом несущих конструкций также рекомендуется проектировать с унифицированным безригельным каркасом (УБК) с целью сокращения расходов на оборудование для изготовления изделий. Система

имеет малую номенклатуру изделий и предусматривает плоские потолки без выступающих полок ригелей. Шаг сетки колонн 6 м и 3 м.

8.1.15 В жилых здания, запроектированных в каркасно-стеновой системе вертикальные нагрузки воспринимаются каркасом и несущими стенами.

8.1.16 В каркасно-стеновых системах допускается применять не жесткое соединение ригелей с колоннами. Пример расположения несущих элементов каркасно-стеновой системы показан на рисунке 8.3.

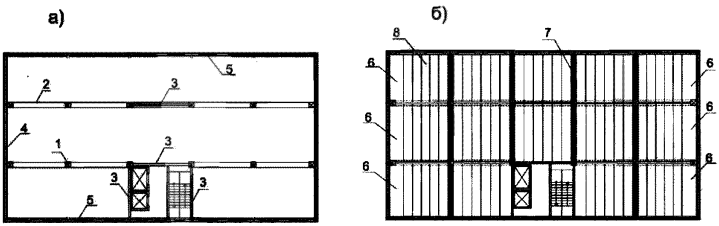


Рисунок 8.3 –Каркасно-стеновая система: 1 – колонны; 2 – ригели; 3 – диафрагмы жесткости; 4 – торцевые наружные стены; 5 – наружные стены фасада; 6 – перекрытия опиранием по трем сторонам; 7 – связевые балки (плиты); 8 – рядовые плиты опиранием на две стороны

8.1.17 Кирпичные здания с широким шагом несущих конструкций рекомендуется проектировать с многопустотными плитами перекрытий безопалубочного или стендового формования.

8.1.18 Проектирование кирпичных жилых зданий с широким шагом несущих конструкций следует вести в соответствии с СП 15.13330.

8.1.19 Крупнопанельные жилые здания с широким шагом несущих конструкций рекомендуется проектировать на основе стеновых конструктивных систем со среднепролетными (до 7,2 м) перекрытиями.

8.1.20 При проектировании зданий с среднепролетными перекрытиями могут применяться перекрестно-стеновая, поперечно-стеновая или продольно-стеновая конструктивные системы.

8.1.21 При перекрестно-стеновой конструктивной системе наружные и внутренние стены рекомендуется проектировать несущими, а размеры конструктивных ячеек назначать таким образом, чтобы каждая из них перекрывалась двумя-тремя плитами перекрытий. При этом плиты, примыкающие к стенам, должны опираться по трем сторонам (кроме случаев применения плит безопалубочного формования). Плиты могут быть изготовлены без предварительного напряжения. В промежуточных плитах, опирающихся по двум сторонам, рекомендуется предусматривать при изготовлении предварительно напряженную арматуру.

8.1.22 При проектировании жилого здания в поперечно-стеновой конструктивной системе наружные продольные стены проектируются самонесущими. В зданиях такой системы несущие поперечные стены рекомендуется проектировать сквозными на всю ширину здания, а внутренние продольные стены располагать так, чтобы они хотя бы попарно объединяли поперечные стены.

8.1.23 Опирание плит в поперечно-стеновой конструктивной системе следует производить аналогично п.8.1.21 настоящего пособия.

8.1.24 При проектировании жилого здания в продольно-стеновой конструктивной системе все продольные наружные и внутренние стены проектируются несущими. Шаг поперечных стен, являющихся поперечными диафрагмами жесткости, необходимо обосновывать расчетом и принимать не более 24 м. Плиты, примыкающие к торцевым стенам, должны опираться по трем сторонам (кроме случаев применения плит безопалубочного формования).

8.1.25 Все плиты, опирающиеся по трем сторонам, примыкающие длинной стороной к стенам должны иметь сплошное сечение и должны быть заведены на стену не менее чем на 60 мм, в целях выравнивания деформации стен в местах их примыкания друг к другу, а также для увеличения обшей устойчивости здания.

8.1.26. В крупнопанельных жилых зданиях для восприятия усилий, действующих в плоскости горизонтальных диафрагм жесткости, сборные железобетонные плиты перекрытия и покрытия рекомендуется соединять между собой вдоль каждой грани не менее чем двумя связями. Расстояние между связями рекомендуется принимать не более 3,6 м. Сечение связей назначается по расчету. Связи должны воспринимать растягивающие усилия не менее следующих значений:

- для связей 6 (рис. 8.4), расположенных в перекрытиях вдоль длины протяженного в плане здания, - 15 кН (1,5 тс) на 1 м ширины здания;

- для связей 7 (рис. 8.4), расположенных в перекрытиях перпендикулярно длине протяженного в плане здания, 10 кН (1 тс) на 1 м длины здания.

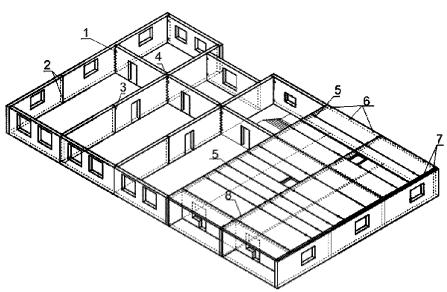


Рисунок 8.4 –Схема расположения связей в крупнопанельном здании: 1 – между панелями наружных и внутренних стен; 2 – между панелями наружных несущих стен; 3 – между панелями поперечных внутренних стен; 4 – между панелями поперечных и продольных внутренних стен; 5 – между плитами перекрытий по их продольным сторонам; 6 – между плитой перекрытия и примыкающей наружной стеной вдоль длины здания; 7, 8 – то же, поперек длины здания.

8.1.27 При проектировании крупнопанельных жилых зданий с широким шагом несущих конструкций на вертикальных гранях плит перекрытий рекомендуется предусматривать шпоночные соединения, сопротивляющиеся взаимному сдвигу плит поперек и вдоль стыка. Допускается не устраивать шпонок, если конструктивное решение стыка обеспечивает передачу усилий, например, с помощью стальных закладных деталей и соединительных элементов. Расчеты шпоночных соединений приведены в Приложении В.

Наличие связей для соединения плит перекрытий со стенами и плит перекрытий между собой (рис. 8.4) является обязательным при проектировании жилых зданий с широким шагом несущих конструкций в целях обеспечения передачи усилий и устойчивости здания.

8.1.28 В жилых крупнопанельных зданиях с широким шагом несущих конструкций вертикальные стыки наружных и внутренних стеновых панелей воспринимают в основном сдвиговые усилия. Помимо этого возникают усилия растяжения, как в плоскости, так и из плоскости панели. Особенно больших величин эти усилия достигают в случае чрезвычайных ситуаций.

Для восприятия этих усилий в вертикальных стыках рекомендуется применять шпоночные соединения, в которых усилия передаются через бетонные шпонки и стальные арматурные выпуски из стен, либо через стальные закладные детали и соединительные стальные элементы. Расчет вертикальных стыков дан в Приложении Г.

8.1.29 Панели наружных стен в жилых зданиях с широким шагом рекомендуется не менее чем в двух уровнях (вверху и внизу этажа) соединять связями с внутренними конструкциями, рассчитанными на восприятие усилий отрыва и сдвига в пределах высоты одного этажа. Значения усилий в этих связях рекомендуется получать из расчетов пространственной конечно-элементной модели здания. По высоте стыка должно быть не менее двух связей.

8.1.30 Горизонтальные стыки между панелями несущих стен жилых зданий с широким шагом несущих конструкций должны обеспечить восприятие усилий от сдвига стены из ее плоскости и изгиба со сдвигом в плоскости стены. Сдвиг в плоскости стены воспринимается силами трения между торцами стеновых панелей и раствором между ними. Сдвиг из плоскости стены должен восприниматься стальными связями соединяющими диск перекрытия со стеной. Число и несущая способность этих связей устанавливается расчетом здания и зависит от высоты здания и интенсивности ветровых нагрузок на него. Расчет горизонтальных стыков дан в Приложении Д.

8.1.31 Вертикальные усилия в горизонтальных стыках панелей жилых зданий передаются через торцы стеновых панелей плит перекрытий и раствор. В большинстве случаев горизонтальные стыки сжаты. В случае, когда в стыках возникают напряжения растяжения. необходимо предусматривать сквозную вертикальную арматуру для восприятия растягивающих усилий, возникающих при изгибе стены в собственной плоскости, а также для обеспечения устойчивости здания к прогрессирующему разрушению, если другими мерами не удается локализовать разрушение от аварийных особых нагрузок. В этом случае вертикальные связи стеновых панелей в горизонтальных стыках (междуэтажные связи) рекомендуется назначать из условия восприятия ими растягивающих усилий от веса стеновой панели и опертых на нее плит перекрытия, включая нагрузку от пола и перегородок.

Подбор диаметра, шаг, а также длину анкеровки вертикальной арматуры воспринимающей растягивающие усилия в несущие конструкции, требуется производить согласно СП 63.13330.

Также рекомендуется передавать нагрузку от плит перекрытий и собственный вес стены в пределах одного этажа на вертикальные стыки. При этом эти стыки должны обладать достаточной несущей способностью на сдвиг.

8.1.32 Связи сборных элементов рекомендуется проектировать в виде: свариваемых арматурных выпусков или закладных деталей; замоноличиваемых бетоном арматурных петлевых выпусков, соединяемых без сварки; болтовых соединений. Связи следует располагать так, чтобы они не препятствовали замоноличиванию стыков.

8.2 Нагрузки и воздействия

8.2.1 Нагрузки и воздействия, коэффициенты надежности по нагрузке, коэффициенты сочетаний, а также разделение нагрузок на постоянные и временные (длительные и кратковременные) принимаются в соответствии с требованиями СП 20.13330 и должны соответствовать проектными решениями и техническому заданию на проектирование.

8.2.2 При расчете сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от веса элементов следует принимать с коэффициентом динамичности согласно указаниям СП 63.13330.

8.2.3 Крупнопанельные здания рассчитывают на действие вертикальных и горизонтальных постоянных и временных (кратковременных и длительных) нагрузок с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок согласно СП 20.13330.

8.2.4 При расчете конструкций и соединений коэффициент надежности по ответственности ν_m принимается равным 1. На коэффициент надежности по ответственности следует умножать усилия и перемещения, определяемые при расчете на основные сочетания нагрузок по первой группе предельных состояний.

При расчете по второй группе предельных состояний коэффициент надежности по ответственности ν_m также принимается равным единице.

8.3 Требования к материалам и их характеристикам

8.3.1 При проектировании крупнопанельных жилых зданий с широким шагом несущих конструкций материалы и их характеристики следует принимать в соответствии с разделом 6 СП 63.13330.

Проектные марки раствора горизонтальных швов следует назначать по расчету на силовые воздействия с учетом требований ГОСТ 28013, но не ниже:

- М50 – для условий монтажа при положительных температурах;

- М100 – для условий монтажа при отрицательных температурах.

Допускается применять в стыках мелкозернистый бетон согласно ГОСТ 25192 и ГОСТ 26633 с учетом Приложения Е.

8.3.2 Материалы для стальных связей следует принимать с учетом требований СП 16.13330 с обеспечением необходимой долговечности и огнестойкости в соответствии с СП 28.13330, СП 2.13330, [3].

8.3.3 Производство сборных бетонных и железобетонных элементов (плит перекрытий и покрытий, стеновых панелей), предназначенных для использования в крупнопанельных конструктивных системах, следует выполнять при соблюдении указаний СП 130.13330.

8.4 Вертикальные несущие конструкции

8.4.1 Сборные элементы стен крупнопанельных зданий следует подразделять на три категории:

- по восприятию нагрузки (несущие, самонесущие и ненесущие);

- по расположению (наружные и внутренние);

- по конструкции (однослойные и слоистые: двух и трехслойные).

8.4.2 Наружные стены для систем с широким шагом несущих конструкций могут быть однослойными или многослойными. Размеры панелей по длине следует

принимать исходя из условий подъема, транспортировки и монтажа. Допускается применение двух панелей по длине шага.

8.4.3 Многослойные конструкции стен рекомендуется применять в виде трехслойных стеновых панелей, в которых внутренний слой проектируется из тяжелого бетона, средний – из эффективного утеплителя, наружный – из тяжелого бетона. Внутренний слой может быть как несущим, так и ненесущим.

8.4.4 Соединение слоев в трехслойных конструкциях стен необходимо производить в соответствии с расчетом сечения и шага стальных или неметаллических связей с учетом закрепления конструкции стены.

При устройстве стальных связей следует предусматривать антикоррозионные мероприятия, обеспечивающие долговечность связей согласно СП 28.13330. Проектирование неметаллических связей следует выполнять согласно ГОСТ Р 54923.

8.4.4 Однослойные конструкции наружных стен могут проектироваться из тяжелого бетона. Эти стены, как правило, несущие. Утепление стен и устройство фасадного слоя следует выполнять в построечных условиях после возведения здания.

Внутренние однослойные стены следует проектировать сплошного сечения из тяжелого бетона. В целях увеличения площади опирания сборных плит перекрытий во внутренних стенах рекомендуется предусматривать пустоты.

Длину стен следует определять исходя из грузоподъемности кранов.

8.4.5 При проектировании несущих и самонесущих стен рекомендуется обеспечить их прочность при сжатии по горизонтальным сечениям прочностью бетона без учета их армирования. Допускается усиление простенков панелей по горизонтальным средним сечениям по высоте расчетной арматурой.

8.4.6 При назначении толщин несущих и самонесущих стен жилых зданий следует учитывать требования СП 63.13330, СП 50.13330, СП 51.13330, СП 2.13330

в целях обеспечения прочности, трещиностойкости, деформативности, тепло- и звукоизоляции, огнестойкости [3].

8.4.7 Толщины несущих и самонесущих стен жилых зданий по условиям обеспечения прочности и устойчивости при внецентренном сжатии следует принимать такими, чтобы их гибкость не превышала значения, указанных в табл. 8.1.

При этом минимальная ширина простенка несущих и самонесущих стен принимается не менее 30 см и не менее двух толщин панели.

Таблица 8.1

Материал элементов стены и армирование	Предельная гибкость $\lambda = l_0 / i$	Предельное значение отношения l_0 / h для однослойных стен сплошного сечения
Тяжелый бетон:		
Железобетонные	120	35
Бетонные элементы	90	26

Примечание. Расчетная длина панели l_0 определяется согласно Приложению Ж. Радиус инерции вычисляется по формуле $i = \sqrt{I / A}$, где I – момент инерции горизонтального сечения относительно оси, проходящей через центр сечения и параллельной плоскости стены, A – площадь горизонтального сечения.

8.5 Плиты

8.5.1 Толщина плит перекрытий назначается с учетом воспринимаемых нагрузок, а также исходя из требований СП 2.13330, СП 20.13330, СП 51.13330, СП 63.13330, [3] по обеспечению прочности, трещиностойкости, деформативности (в том числе зыбкости), звукоизоляции и огнестойкости. Как правило, толщина плит сплошного сечения принимается не менее 160 мм, а многопустотных – 220 мм.

8.5.2 Глубину опирания сборных плит сплошного сечения на бетонные и железобетонные стены в зависимости от характера их опирания следует принимать не менее:

40 мм – при опирании по контуру, а также двум длинным и одной короткой сторонам;

50 мм – при опирании по двум коротким и одной длинной сторонам;

70 мм – при опирании по двум сторонам.

8.5.3 Опирание ПБФ на стеновые панели следует производить по двум сторонам, то есть по балочной схеме с глубиной опирания не менее 80 мм для плит высотой 220 мм и менее, и не менее 100 мм для плит высотой более 220 мм. Максимальная глубина опирания ПБФ не должна превышать 150 мм.

8.5.4 Опирание по трем и более сторонам ПБФ (заведение продольной стороны плит в стены) не допускается.

8.5.5 При назначении глубины опирания плит перекрытий следует учитывать требования СП 63.13330 к анкеровке арматуры на опорах. Для ПБФ необходимо обеспечивать прочность сечения в опорной зоне на действие момента защемления. Учет частичного защемления приведен в Приложении И.

8.5.6 При проектировании жилых зданий с широким шагом несущих конструкций рекомендуется применять плиты перекрытий сплошного сечения преднапряженные с опиранием по двум и трем сторонам и без предварительного напряжения с опиранием по трем сторонам. Также рекомендуется применять многопустотные предварительно напряженные плиты перекрытий стендового формования с устройством в них закладных деталей.

8.5.7 Многопустотные плиты перекрытий требуется соединять между собой системой связей, обеспечивающей их совместную работу в горизонтальной плоскости как единого диска. Диск должен соединяться системой связей с несущими стенами и диафрагмами жесткости и обеспечивать общую геометрическую неизменяемость системы, подтвержденную расчетами

пространственной конструктивной системы на все регламентированные виды воздействий. Опорные зоны многопустотных плит стендового формования должны быть усилены бетонными пробками устанавливаемыми на заводе изготовителе, либо в построечных условиях путем устройства по торцам плит монолитных поясов.

8.5.8 ПБФ следует использовать в зданиях высотой не более 50 м. В плитах должно быть выполнено усиление опорных зон, а также выемок вдоль продольных граней для образования сдвиговых шпонок монолитным бетоном.

8.5.9 При проектировании жилых зданий с широким шагом несущих конструкций рекомендуется предусматривать фундаменты, обеспечивающие равномерные деформации вертикальных несущих конструкций (особенно для зданий с продольно стеновыми системами), с целью ограничения неравномерных деформаций опорных зон в случае применения ПБФ. Устройство вертикальных стыков стеновых панелей рекомендуется выполнять вразбежку.

8.6 Узлы и стыки

8.6.1 Горизонтальные стыки панельных стен должны обеспечивать передачу усилий от внецентренного сжатия из плоскости стены. В зависимости от характера опирания перекрытий следует применять следующие типы горизонтальных стыков: платформенные, монолитные, контактные и комбинированные. В платформенном стыке сжимающая вертикальная нагрузка передается через опорные участки плит перекрытий и два горизонтальных растворных шва. В монолитном стыке сжимающая нагрузка передается через слой монолитного бетона (раствора), уложенного в полость между торцами плит перекрытий. В контактном стыке сжимающая нагрузка передается непосредственно через растворный шов между стыкуемыми поверхностями сборных элементов стены.

В комбинированных стыках сжимающие нагрузки передаются через участки двух или более типов.

8.6.2 Платформенный стык (рис. 8.5) применяется при одностороннем и двухстороннем опирании плит перекрытий на стену. Толщины растворных швов рекомендуется назначать равными 20 мм; размер зазора между торцами плит перекрытий принимается не менее 20 мм.

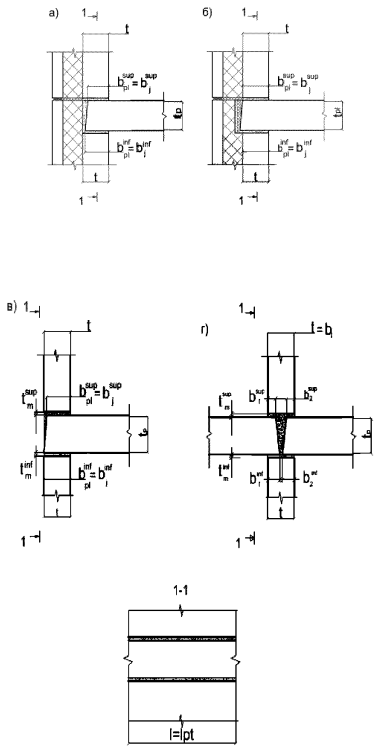


Рисунок 8.5 – Платформенные стыки стеновых панелей: а, б – наружных трехслойных панелей; в – внутренних стеновых панелей односторонний; г – внутренних стеновых панелей двусторонний.

8.6.3 Монолитные и платформенно-монолитные стыки (рис. 8.6, 8.7) следует применять в целях повышения несущей способности горизонтального стыка на сжатие, если другими способами этого не удается достичь. Наиболее актуален стык для конструктивных систем с продольным расположением несущих стен.

8.6.4 Замоноличивание стыка стеновых панелей рекомендуется выполнять после установки панели верхнего этажа на монтажные фиксаторы или бетонные выступы из тела стеновых панелей. Нижнюю часть стеновой панели необходимо заводить ниже уровня замоноличивания не менее чем на 20 мм.

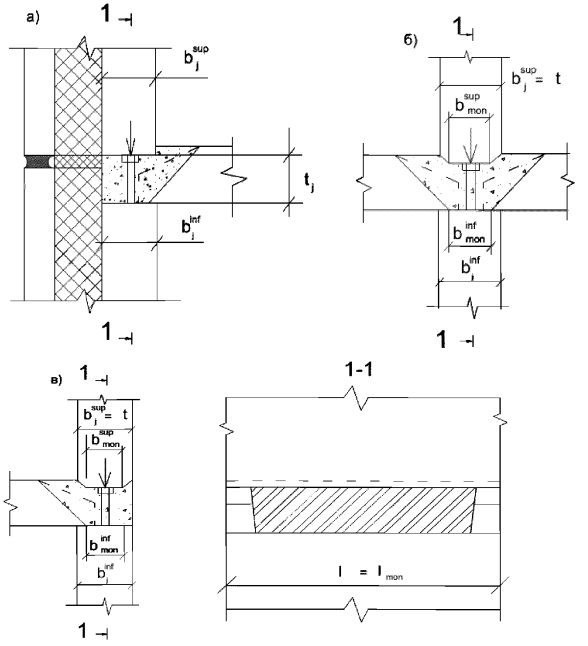


Рисунок 8.6 – Монолитные стыки: а – наружные трехслойные стены; б – внутренние стены при двухстороннем опирании плит перекрытий; в – внутренние стены при одностороннем опирании плит перекрытий

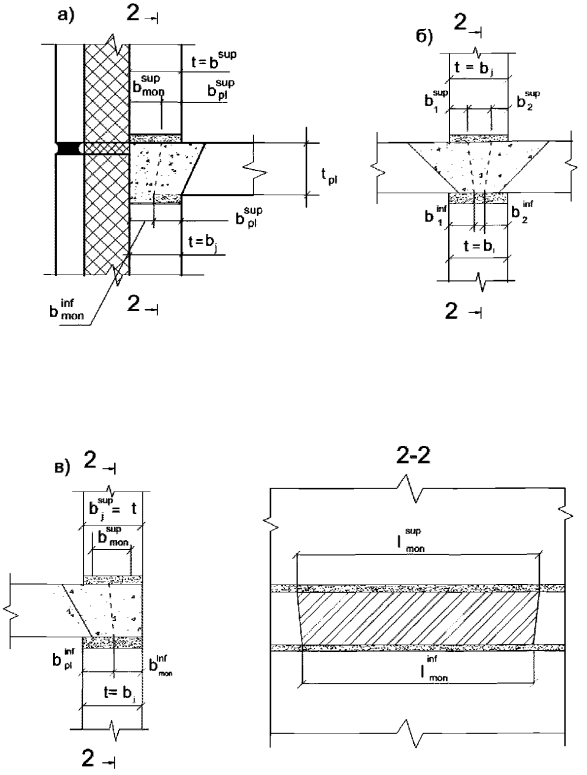


Рисунок 8.7 –Платформенно-монолитные стыки: а – наружная стена; б – двусторонний стык внутренних стен; в – односторонний стык внутренних стен

8.6.5 Сборные плиты перекрытий при монолитных стыках необходимо соединять сварными или петлевыми арматурными связями, обеспечивающими жесткость в горизонтальной плоскости диска перекрытия. Конструктивное решение монолитного стыка должно обеспечивать надежное его заполнение бетонной смесью, в том числе при отрицательных температурах воздуха. Прочность класса бетона замоноличивания стыка назначается по расчету.

8.6.6 В платформенно-монолитном стыке (см. рис. 8.7, в) вертикальная нагрузка передается через опорные участки плит перекрытий и бетон замоноличивания полости стыка между торцами плит перекрытий. Плиты перекрытий необходимо соединять между собой на опорах сварными или петлевыми связями, сечение которых определяют по расчету.

Толщину зазора по верху плиты рекомендуется принимать не менее 40 мм, а внизу плит – 20 мм. При толщине зазора менее 40 мм стык рекомендуется рассчитывать как платформенный.

При платформенно-монолитном стыке над и под плитой перекрытия необходимо устраивать горизонтальные растворные швы.

8.6.7 Контактный стык (рис. 8.8) рекомендуется применять при опирании плит перекрытия на консольные уширения стен или с помощью консольных выступов («пальцев») плит, и предусматривать арматурные связи, превращающие сборное перекрытие в горизонтальный диск жесткости. Плиты допускается укладывать на опоры насухо без раствора.

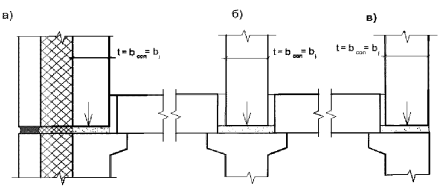


Рисунок 8.8 – Контактный стык: а – наружная стеновая панель; б – внутренние стеновые панели двухсторонний стык; в – внутренние стены односторонний стык

8.6.8 Сдвигающие усилия в горизонтальных стыках панельных стен при строительстве в несейсмических районах не рекомендуется воспринимать только за счет сопротивления сил трения, так как при широких шагах несущих стен повышаются требования к устойчивости здания против прогрессирующего обрушения.

8.6.9 Сдвигающие усилия в вертикальных стыках панельных стен при широком шаге несущих конструкций рекомендуется воспринимать:

- железобетонными шпонками;
- бесшпоночными соединениями;
- сваренными между собой закладными деталями;
- шпоночными соединениями с применением стальных выпусков и соединительных скоб.

8.6.10 Железобетонные шпонки, образуемые путем замоноличивания полости стыка бетоном, показаны на рис. 8.9.

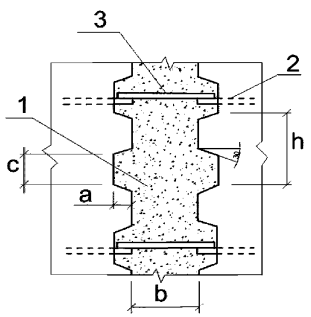


Рисунок 8.9 – Вертикальный стык панельных стен на шпонках: 1 – бетон замоноличивания; 2 – выпуски арматурные; 3 – арматурные соединительные стержни

Ширину стыка b следует принимать из условий удобства укладки бетона 80 – 100 мм. Глубина шпонок a 20 – 40 мм. Шаг шпонок h принимается по расчетам

8.6.11 Бесшпоночные соединения в виде замоноличенных бетоном арматурных выпусков из панелей показаны на рис. 8.10.

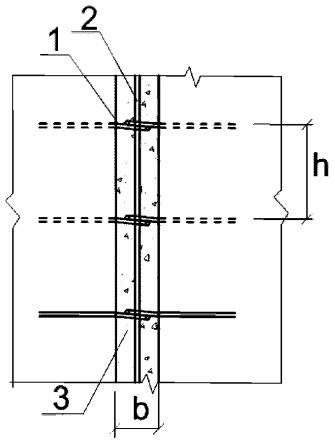


Рисунок 8.10 – Бесшпоночные соединения в виде замоноличенных бетоном арматурных выпусков: 1 – выпуски петлевые арматурные (возможно из тросов ø6–9 мм); 2 – вертикальный стержень арматурный ø10–12 мм; 3 – бетон замоноличивания

8.6.12 Сваренные между собой закладные детали, заанкеренные в теле панелей, показаны на рис. 8.11.

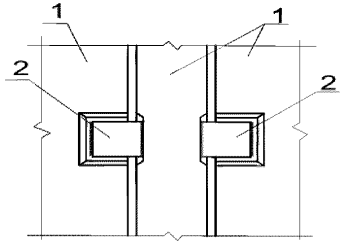


Рисунок 8.11 – Т-образное соединение панелей. Вид сбоку. Сваренные между собой закладные детали, заанкеренные в теле панелей: 1 – стеновые панели; 2 – соединительные пластины, приваренные к закладным деталям панелей

8.6.13 Шпоночные соединения с применением стальных выпусков и соединительных скоб показаны на рис. 8.12.

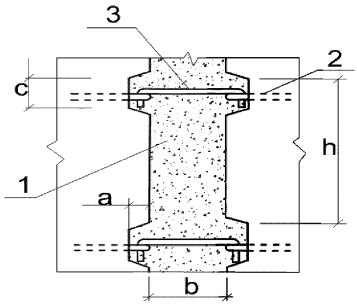


Рисунок 8.12 – Шпоночные соединения с применением стальных выпусков и соединительных скоб: 1 – бетон замоноличивания; 2 – петлевые арматурные выпуски; 3 – соединительные стальные скобы. Глубина шпонки a – 60–70 мм; ширина устья стыка b –100–120 мм; шаг шпонок h по расчетам

8.6.14 Соединение с помощью стальных скоб и усиливающих пластин показано на рис. 8.13, 8.14, 8.15, 8.16, 8.17.

Соединение с помощью стальных скоб отличается от вышеперечисленных большей несущей способностью на сдвиг. Увеличение несущей способности происходит за счет работы пластины совместно с бетоном. При этом применение сварки не требуется. Толщина соединительной пластины, как правило, 5–6 мм. Сталь С245. Диаметр арматурного выпуска 10–12 мм, арматура А240. Скобы ø12А240. Расчет несущей способности одной шпонки пластина + скоба дан в Приложении Е.

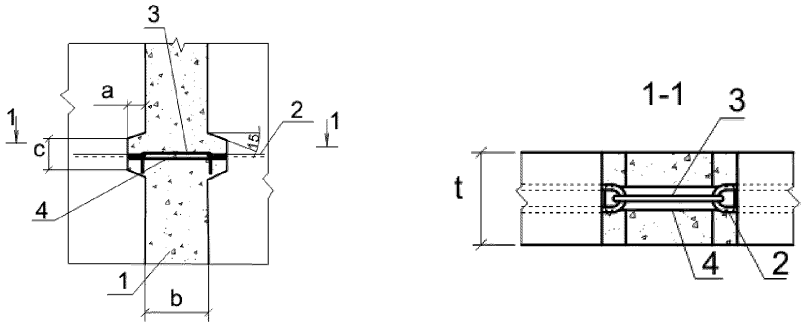


Рисунок 8.13 – Соединение двух панелей. 1 – бетон замоноличивания; 2 – петлевые арматурные выпуски; 3 – соединительные скобы; 4 – соединительная пластина; a – 70–80 мм; b – 100–120 мм; c – 150–160 мм; t – толщина стены (140–250 мм).

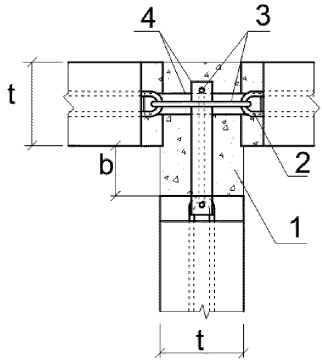


Рисунок 8.14 – Соединение трех панелей: 1 – бетон замоноличивания; 2 – петлевые арматурные выпуски; 3 – соединительные скобы; 4 – соединительная пластина; b – 100–120 мм; t – толщина стены (140–250 мм)

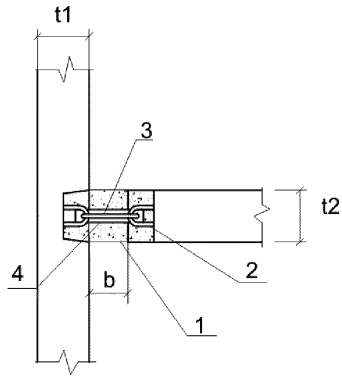


Рисунок 8.15 – Соединение двух панелей: 1 – бетон замоноличивания; 2 – петлевые арматурные выпуски; 3 – соединительные скобы; 4 – соединительная пластина; b – 100–120 мм; t1, t 2 – толщина стены (140 – 250 мм)

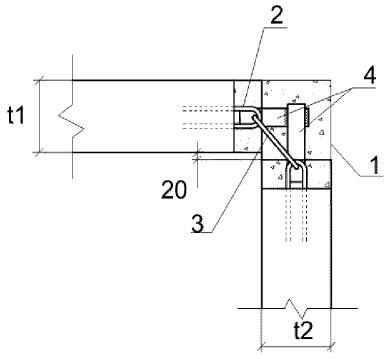


Рисунок 8.16 – Соединение двух панелей углом: 1 – бетон замоноличивания; 2 – петлевые арматурные выпуски; 3 – соединительные скобы; 4 – соединительная пластина; b – 100–120 мм; t1, t2 – толщина стены (140–250 мм)

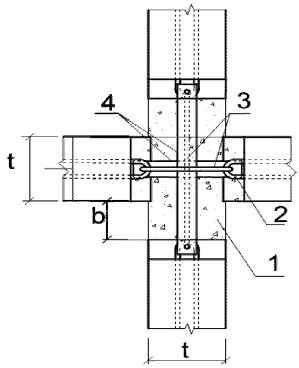


Рисунок 8.17 – Соединение четырех панелей: 1 – бетон замоноличивания; 2 – петлевые арматурные выпуски; 3 – соединительные скобы; 4 – соединительная пластина; b – 100–120 мм; t – толщина стены (140–250 мм)

8.6.15 В бесшпоночных соединениях сдвигающие усилия воспринимаются сварными или петлевыми связями, замоноличенными бетоном в полости вертикального стыка. Бесшпоночные соединения требуют увеличенного (по сравнению со шпоночными соединениями) расхода арматурной стали.

8.6.16 Сварные соединения панелей на закладных деталях допускается применять в стыках стен для районов с суровым и холодным климатом с целью сокращения или исключения монолитных работ на строительной площадке. В стыках наружных стен с внутренними сварные соединения панелей на закладных деталях следует располагать вне зоны, где возможен конденсат влаги при перепаде температур по толщине стены.

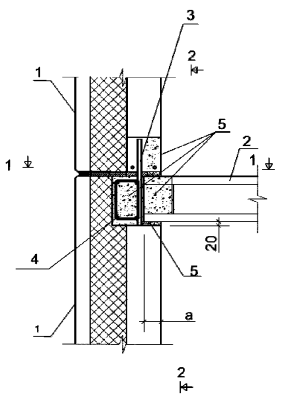
8.6.17 Соединения панелей в вертикальных стыках необходимо принимать из расчетов на прогрессирующее обрушение на восприятие усилий от собственного веса стеновой панели суммарно с нагрузкой от плит перекрытий, опирающихся на рассчитываемую панель. Значения нагрузок принимаются с коэффициентом по безопасности γ_f =1. Минимальную глубину замоноличивания стыка рекомендуется

принимать не менее 80 мм. Следует предусматривать уплотнение монолитного бетона в стыке глубинным вибратором.

8.6.18 ПБФ рекомендуется применять для каркасных зданий, в которых отсутствует дополнительный обжим опорных участков плит и не возникает изгибающих моментов на опорах. ПБФ не имеют на опорах в верхней зоне рабочей арматуры, которая способна воспринимать момент защемления.

8.6.19 При изготовлении ПБФ в целях восприятия момента защемления, требуется установка арматурных каркасов и их замоноличивание в пустотах плит в их опорных зонах. При этом замоноличивание должно выполняться в построечных условиях. В целях обеспечения необходимой несущей способности платформенных стыков, требуется заполнение пустот плит в опорных зонах бетоном. При этом класс бетона должен соответствовать классу бетона плиты. Вариант опорного стыка плиты перекрытия на наружную стену показан на рис. 8.18. По принятой выше классификации узел следует относить к платформенно–монолитным.

а)



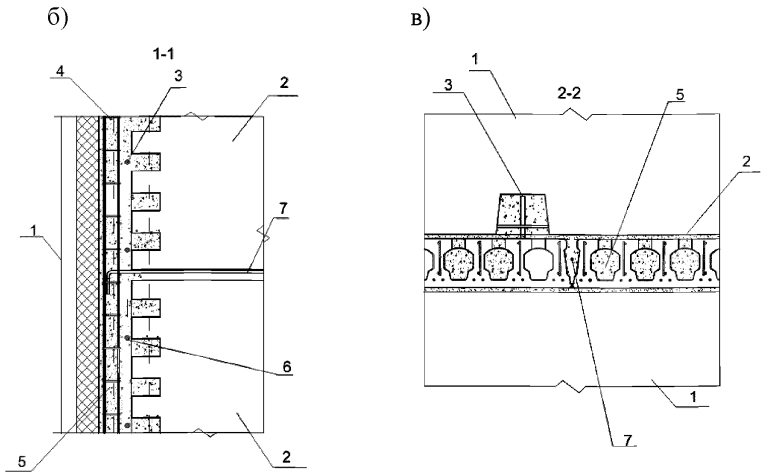


Рисунок 8.18 – Опорный узел ПБФ на наружные стеновые панели: 1 – наружная стеновая панель; 2 – плита перекрытия; 3 – выпуск арматурный; 4 – пространственный каркас; 5 – бетон; 6 – короткий выпуск арматурный; 7 – стержень арматурный в швах между плитами

Перекрытие опирается на внутренний слой стеновой панели через цементно-песчаный раствор. В верхних полках плиты бетон вырезан. Глубину выреза рекомендуется принимать не менее высоты плиты перекрытия. По торцу плиты перекрытия предусматривается монолитный пояс из бетона, который армируется пространственным арматурным каркасом. Монолитный пояс связывает плиты перекрытий по торцам в диск. Связь диска перекрытия со стеной в продольном и поперечном направлениях осуществляется за счет силы трения, а также посредством монолитного пояса и анкерных выпусков 3 (рис. 8.18,а) из ниже расположенной стены. Расчет анкерных выпусков на сдвиг дан в Приложении К. Определение податливости стыков приведено в Приложении Л.

В соединении присутствует два вида анкерных выпусков. Выпуски 3 (рис. 8.18, а) выступающие выше плиты перекрытия и укороченные выпуски 6 (рис. 8.18, а), высотой в уровень с верхом плиты перекрытия. Выпуски 3 обеспечивают сдвиговую связь в горизонтальной плоскости стеновых панелей ниже и выше расположенных этажей. Выпуски 6 обеспечивают сдвиговую связь между диском перекрытий и стеной из ее плоскости. Шаг коротких выпусков 6 рекомендуется назначать не более 600 мм. Количество выпусков 3 должно быть менее трех на панель. Для передачи усилий с диска перекрытий на монолитный пояс предусматриваются арматурные стержни 7 (рис. 8.18, б), располагаемые в швах плит перекрытий. На рис. 8.19 показан возможный вариант анкеровки арматурного стержня. Для анкеровки в данном случае используется монтажный стержень, устанавливаемый для подъема плит.

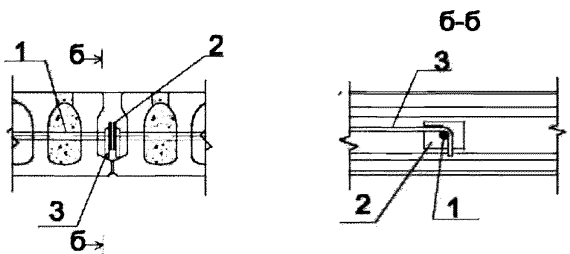


Рисунок 8.19 – Фрагмент анкеровки арматурного выпуска в шве между плитами перекрытий: 1 – монтажный стержень для подъема плит; 2 – стальная пластина приварена в торец монтажного стержня; 3 – анкер

Следует отметить, что ПБФ выпускаются без шпонок, способных воспринимать сдвиговые напряжения, возникающие в их сопряжениях по длинным сторонам. В целях создания диска жесткости из ПБФ необходимо устройство

шпонок, воспринимающих сдвиговые напряжения вдоль продольных швов между плитами. Шпонки выполняются путем выборки бетона в нужных местах в процессе формовки плиты. Примеры устройства шпонок показаны на рис. 8.20.

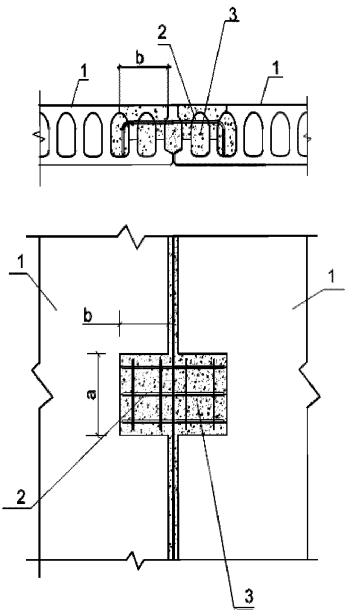


Рисунок 8.20 – Устройство шпонок в продольных ребрах ПБФ: 1 – плита перекрытия; 2 – каркас; 3 – бетон замоноличивания; a – принимается по расчетам; b – принимается до средины второй пустоты

8.6.20 Устройство сдвиговых связей между ПБФ также возможно с помощью арматурных стержней привариваемых к закладным деталям, устанавливаемых в пустоты плит в заводских условиях. Узел связей показан на рис. 8.21. Диаметры арматурных стержней следует принимать по расчету.

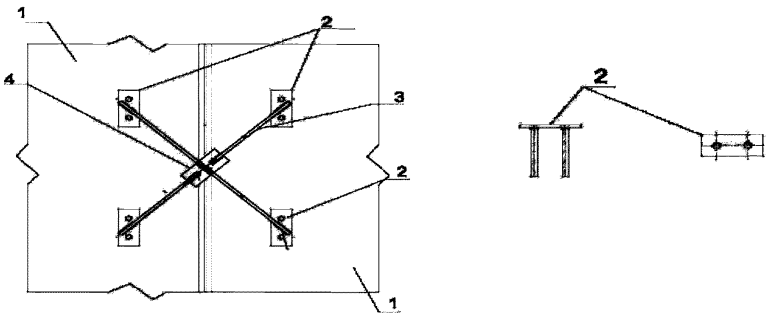
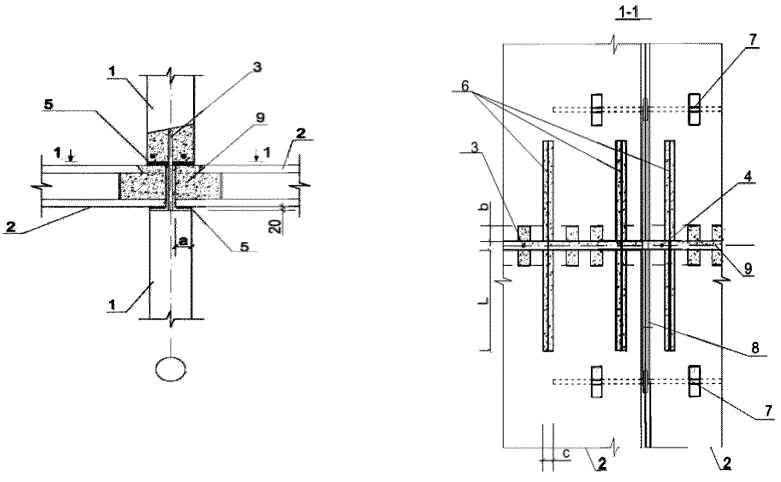


Рисунок 8.21 – Связи сдвига в ПБФ из арматурных стержней: 1 – плита перекрытия; 2 – закладные детали; 3 – арматурные стержни; 4 – соединительная пластина

8.6.21 Узел опирания плит перекрытия на среднюю стену показан на рис. 8.22. Глубина опирания плиты перекрытия 80 мм, следовательно, толщина стены должна быть не менее 200 мм (80+80+40 мм), 40 мм – для размещения вертикальных анкеров. В узлах следует предусматривать длинные анкера 3 и короткие анкера 4, необходимые по расчетам и конструктивно замоноличенные в полости плиты каркасы 6, воспринимающие изгибающий момент, возникающий в опорных зонах плит от нагрузок (кроме собственного веса самой плиты). Стык относится к категории двухсторонний, платформенный.

Длину L прорези следует принимать равной расстоянию от опоры до нулевой точки момента в заделке. Длину прорези b следует принимать не менее толщины плиты перекрытия.



а б

Рисунок 8.22 – Стык плит перекрытий двухсторонний, платформенный: 1 – внутренняя стеновая панель; 2 – плита перекрытия; 3 – выпуск арматурный длинный; 4 – выпуск арматурный короткий; 5 – цементно-песчаный раствор; 6 – каркасы замоноличенные; 7 – монтажные стержни для подъема плит; 8 – арматурные стержни в шве между плитами перекрытий; 9 – бетон

8.6.22 В целях обеспечения связи диска перекрытия с торцевыми стенами и диафрагмами жесткости рекомендуется применять плиты сплошного сечения без предварительного напряжения, опертые по трем сторонам. Применение ПБФ в примыканиях к диафрагмам без их заведения в шов осуществляется на основании расчетов.

8.6.23 С целью избежания прорезки полок плит перекрытия и замоноличивания в полости пустот каркасов, следует применять многопустотные плиты перекрытий стендового формования с каркасами в ребрах и сетками в верхней и нижней зонах, с установкой в них закладных деталей.

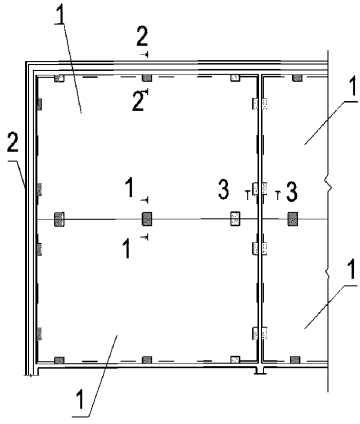
8.6.24 Глубину опирания плит перекрытий сплошного сечения на стены, следует предусматривать не менее 50 мм. Опору плиты на стены по трем сторонам необходимо предусматривать через раствор. Проектную марку раствора горизонтальных швов следует принимать по расчету на силовые воздействия с учетом требований ГОСТ 28013 и п. 8.3.1.

Соединение плит между собой может выполняться без применения сварки через петлевые выпуски, выпуски в виде пластин или на сварке через закладные детали и соединительные пластины. Соединение плит со стенами рекомендуется выполнять с применением сварки.

8.6.25 В целях уменьшения объема бетонных работ на монтаже (в сравнении с ПБФ) следует применять плиты сплошного сечения без предварительного напряжения. При применении плит сплошного сечения толщина несущей части стены должна быть не менее 140 мм.

Узлы примыкания плит сплошного сечения к стенам показаны на рис. 8.23–8.26.

а)



б)

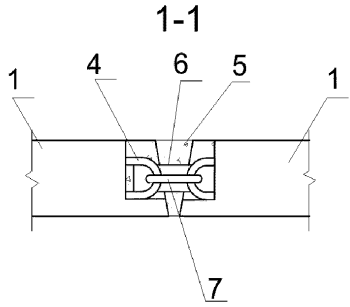


Рисунок 8.23 – Фрагмент монтажной схемы плит перекрытий сплошного сечения с опиранием на три стороны: 1 – плиты перекрытия; 2 – стены; 3 – анкер из стены; 4 – арматурные выпуски из плит перекрытий; 5 – бетон; 6 – соединительная пластина; 7 – соединительная скоба

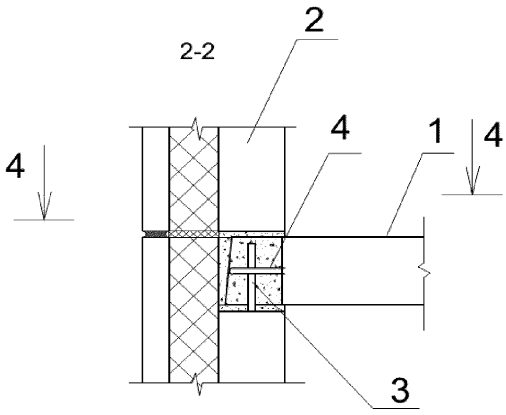


Рисунок 8.24 – Фрагмент монтажной схемы, сечение 2-2: 1 – плиты перекрытия; 2 – стены; 3 – анкер из стены; 4 – арматурные выпуски из плит перекрытий

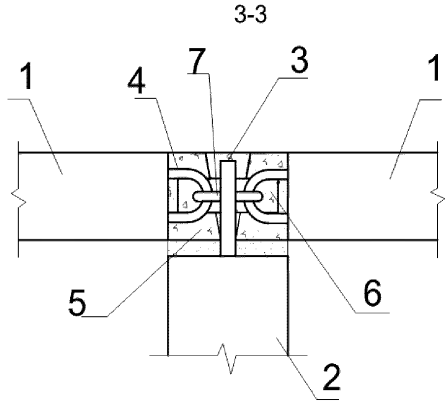


Рисунок 8.25 – Фрагмент монтажной схемы, сечение 3-3: 1 – плиты перекрытия; 2 – стены; 3 – анкер из стены; 4 – арматурные выпуски из плит перекрытий; 5 – бетон; 6 – соединительная пластина; 7 – соединительная скоба

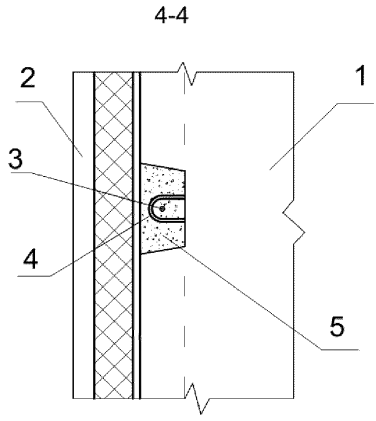


Рисунок 8.26 – Фрагмент монтажной схемы, сечение 4-4: 1 – плиты перекрытия; 2 – стены; 3 – анкер из стены; 4 – арматурные выпуски из плит перекрытий; 5 – бетон

9 Конструктивные решения

9.1. Основные положения

9.1.1 Конструирование элементов крупнопанельных зданий с широким шагом несущих стен выполняется в соответствии с СП 63.13330.

9.1.2 Класс пожарной опасности и предел огнестойкости для сборных элементов крупнопанельных зданий устанавливаются согласно требованиям СП 2.13330, [3].

9.2 Плиты перекрытий

9.2.1 Железобетонные плиты перекрытия следует проектировать из бетона класса по прочности не менее В25, для преднапряженных конструкций плит – не менее В30.

9.2.2 В качестве рабочей ненапрягаемой продольной и поперечной арматуры железобетонных плит, устанавливаемой по расчету, следует преимущественно применять арматуру класса А240, А400 (А400С), А500 (А500С) или В500, Вр500. В качестве напрягаемой арматуры следует преимущественно применять канаты К7 классов К1400-К1700 и высокопрочную холоднодеформированную проволоку классов Вр1200-Вр1600. Минимальный процент армирования плит принимается в соответствии с СП 63.13330.

Минимальный диаметр горячекатанной арматуры следует принимать не менее 6 мм, холоднодеформированной – не менее 3 мм.

9.2.3 Сплошные плиты перекрытий армируются продольной арматурой (отдельными стержнями или сетками) в двух направлениях, установленной по

верхней и нижней граням плит. Для сплошных плит с пролетом 6 м и более предусматривается предварительно напряженное армирование.

9.2.4 При платформенном стыке многопустотных плит перекрытий со стенами следует предусматривать конструктивно-технологические меры повышения прочности опорных сечений – заделку приопорных участков монолитным бетоном классом по прочности не ниже класса плит перекрытий. Заделка пустот выполняется в заводских условиях или на строительной площадке при помощи установленных заранее отсекателей бетона (заглушек). Глубина заделки пустот принимается не менее высоты плиты.

9.2.5 При устройстве в сплошных плитах перекрытий каналов для скрытой электропроводки диаметр данных каналов следует принимать не более 30 мм.

Заделку сквозных технологических и коммуникационных отверстий в плитах перекрытий выполняют растворами на безусадочных цементах.

9.2.6 Размеры проемов и отверстий в ПБФ необходимо ограничивать следующими величинами (l / b), мм:

- при расположении на углу или на торце плиты: 600/400;
- при расположении на длинной стороне плиты: 1000/400;
- круглые отверстия в средней части плиты – 200 мм.

Размер l отверстия относится к длинной стороне плиты.

Отверстия выполняются в заводских условиях в свежеуложенном бетоне во время производственного процесса, либо на строительной площадке, используя специальное фрезерное или буровое оборудование. Пробивка отверстий и проемов в плитах безопалубочного формования не допускается. Ослабление сечения плиты в которой вырезан проем должно быть компенсировано соответствующим увеличением рабочей арматуры. При ширине проемов b, равной ширине плиты, рекомендуется применять стальную балку, на которую опирается конец плиты, примыкающий к проему (рис. 9.1).

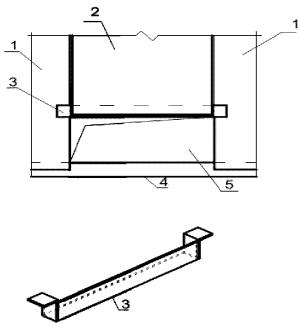


Рисунок 9.1 – Вариант устройства проема в ПБФ: 1,2 – плита перекрытия; 3 – опорная конструкция; 4 – несущая стена; 5 – проем

9.2.7 Рекомендуется применять ПБФ с толщиной ребер не менее 50 мм. В опорных зонах таких плит в ребрах необходимо размещать сварные плоские каркасы. Продольные стержни верхней арматуры и поперечная арматура рассчитываются на восприятие изгибающих моментов и поперечных сил, возникающих в опорных зонах, шаг поперечных стержней каркаса на опорах принимать не более 50 мм. Каркасы до укладки бетона размещаются между напрягаемой рабочей арматурой в нижней зоне плиты и верхней продольной арматурой и присоединяются к ним проволокой или пластиковыми фиксаторами. Возможный вариант такой плиты показан на рис. 9.2.

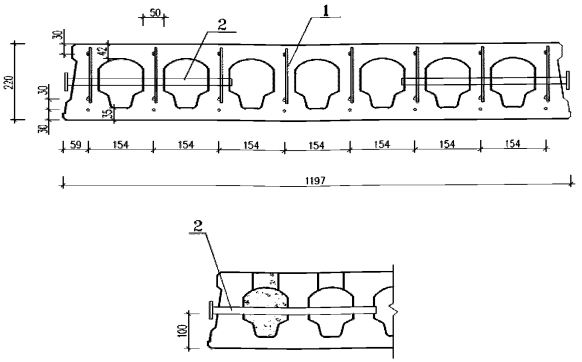


Рисунок 9.2 – Армирование ПБФ, сечение: 1 – каркасы арматурные в опорных зонах; 2 – монтажный стержень

9.3 Стеновые панели

9.3.1 Класс бетона по прочности на сжатие для стен принимается не ниже В15.

9.3.2 В качестве рабочей продольной арматуры железобетонных стен, устанавливаемой по расчету, преимущественно применяют арматуру класса А240, А400 (А400С), А500 (А500С) или В500. Минимальный процент армирования стен принимается в соответствии с СП 63.13330.

9.3.3 Сборные железобетонные элементы стен, а также внутренние несущие слои наружных трехслойных стен армируются продольной вертикальной и горизонтальной арматурой (плоских или пространственных арматурных каркасов, отдельных стержней), установленной симметрично у боковых сторон стены и соединенной между собой поперечной арматурой.

Расстояние между стержнями рабочей вертикальной арматуры по одной грани панели (шаг вертикальных каркасов) принимается не более 400 мм, между

стержнями горизонтальной арматуры – не более 600 мм. Площадь сечения вертикальной арматуры устанавливается по расчету, но принимается не менее требуемой для внецентренно сжатых железобетонных элементов. Диаметр вертикальных и горизонтальных стержней принимается не менее 8 мм. Поперечные стержни (перпендикулярные плоскости панели) следует располагать по вертикали с шагом не более 20d, по горизонтали – не более 600 мм, где d — диаметр продольных стержней каркаса.

В случае, если требуемая по расчету площадь сечения продольной вертикальной арматуры меньше площади сечения, соответствующей минимальному проценту армирования, то в железобетонных панелях внутренних стен допускается принимать расстояние между стержнями вертикальной арматуры – не более 600 мм, между стержнями горизонтальной арматуры – не более 1000 мм.

9.3.4 Наружный слой трехслойных панелей с гибкими связями следует армировать сеткой из стержней диаметром не менее 5 мм с шагом не более 200х200 мм.

9.3.5 Для соединения наружного и внутреннего слоев панели следует предусматривать металлические или неметаллические связи. Подъемные петли и арматурные выпуски для соединения панели с другими конструкциями здания следует размещать во внутреннем слое панели.

9.3.6 Металлические и неметаллические связи трехслойных панелей должны обеспечивать передачу усилий от наружного слоя на внутренний несущий слой. При этом конструкция связей и их расположение по полю стены не должны создавать препятствия для свободных температурных деформаций наружного слоя.

9.3.7 Необходимо предусматривать три типа гибких связей между внутренним и наружным бетонными слоями наружных трехслойных панелей: подвески, подкосы и распорки.

Подвески предназначены для передачи вертикальной нагрузки от наружного бетонного слоя панели на внутренний несущий слой. Подвески конструируют так,

чтобы они обеспечивали передачу вертикальных нагрузок на внутренний слой без участия других связей панели. С этой целью подвеска должна иметь растянутый и сжатый подкосы, надежно заанкерованные в наружном и внутреннем слоях панели. Подкосы предназначены для фиксации положения наружного слоя относительно внутреннего и ограничения взаимного сдвига слоев в горизонтальной плоскости. Подкосы следует конструировать по типу подвесок, но располагать в горизонтальной плоскости.

Распорки предназначены для передачи от наружного слоя на внутренний горизонтальных нагрузок от ветра и других воздействий. Распорки допускается использовать для фиксации положения плитного теплоизоляционного материала при бетонировании панели.

9.3.8 Металлические связи следует выполнять из коррозионно-стойких сортов стали. Допускается применять гибкие связи из стержней горячекатаной стали классов А240, А400, А500, В500 и Вр500 с противокоррозионным покрытием, обеспечивающим требуемый срок службы гибкой связи. Рецептуру и толщину противокоррозионных покрытий следует назначать с учетом указаний СП 28.13330.

9.3.9 Конструктивное армирование бетонных стеновых панелей следует принимать двухсторонним из плоских или гнутых вертикальных и горизонтальных каркасов или отдельных стержней, объединенных в единый арматурный каркас.

Установку конструктивных вертикальных и горизонтальных каркасов выполняют по площади и периметру стеновой панели. Расстояние между стержнями вертикальной арматуры по одной грани панели (шаг вертикальных каркасов) принимается не более 1 м.

Площадь сечения конструктивной вертикальной и горизонтальной арматуры, устанавливаемой у каждой из сторон панели, следует принимать не менее 0,2 $см^2$/м. Диаметр конструктивной продольной арматуры стеновых панелей принимается не менее 5 мм, диаметр поперечной арматуры — не менее 4 мм.

9.3.10 В местах устройства проемов (оконных, дверных и пр.) в сборных железобетонных панелях следует предусматривать установку дополнительной арматуры, окаймляющей проемы сечением не менее сечения рабочей арматуры (того же направления), требуемой по расчету как сплошной конструкции. Проемы в сборных бетонных панелях также окаймляются конструктивной арматурой. Для ограничения раскрытия трещин в углах проемов предусматривается дополнительное армирование наклонными стержнями, Г-образными сетками или другими способами.

9.3.11 Простенки шириной 0,6 м и менее должны иметь не менее двух вертикальных каркасов, соединенных между собой с двух сторон горизонтальными стержнями с шагом не более 0,3 м.

9.3.12 Армирование перемычек над проемами выполняют преимущественно плоскими арматурными каркасами с заведением за ширину проема не менее, чем на длину анкеровки, обеспечивающими восприятие поперечных сил и изгибающих моментов.

9.3.13 В сборных элементах стен следует предусматривать монтажные петли для транспортировки и монтажа.

9.3.14 Арматурные выпуски по верхним граням стеновых панелей могут быть установлены при монтаже пространственного арматурного каркаса (при изготовлении изделия в кассетах), либо после распалубки панели путем забивки анкеров в гнезда образованные пластиковыми пустотообразователями, которые крепятся на борт формы (в случае если панель формуется горизонтально).

9.4 Узлы сопряжений и связи

9.4.1 Связи, расположенные в продольных швах между многопустотными плитами перекрытий и соединяющие плиты перекрытий со стенами рекомендуется

присоединять к монтажным приспособлениям или закладным деталям, располагаемым по боковым граням плит.

9.4.2 Ширина продольных швов между сборными элементами плит должна составлять не менее 20 мм при элементах с высотой сечения до 250 мм и не менее 30 мм для элементов большей высоты. Заделка продольных швов выполняется цементно-песчаными растворами не ниже:

- М50 – для условий монтажа при положительных температурах;

- М100 – для условий монтажа при отрицательных температурах.

9.4.3 При использовании плит безопалубочного формования заделка продольных швов выполняется мелкозернистым бетоном класса по прочности не ниже В25 с учетом указаний Приложения Е.

9.4.4 Для замоноличивания труднодоступных или трудно контролируемых мест стыка используют заполнение шва раствором или бетоном под давлением, а также применяют расширяющийся цемент.

9.4.5 Размеры сварных швов, выполняемых при изготовлении стальных закладных деталей и при соединении их при монтаже в стыках сборных элементов, следует рассчитывать согласно указаниям СП 16.13330.

9.4.6 Ширина вертикальных швов между стеновыми панелями должна составлять не менее 20 мм в свету.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Примеры жилых многоквартирных зданий с широким шагом несущих конструкций

А1. Экспериментальное 17-этажное крупнопанельное жилое здание с широким шагом поперечных несущих стен. Шаг поперечных стен типового этажа 6 метров. Первый этаж дома запроектирован как нежилой. Конструктивная схема первого этажа каркасная. Пространственная жесткость здания обеспечивается в верхних этажах продольными и поперечными железобетонными стенами, а в пределах первого этажа — колоннами. Проект здания разработан авторским коллективом Моспроект-1 для Юго-Западного района Москвы (рис. А.1).

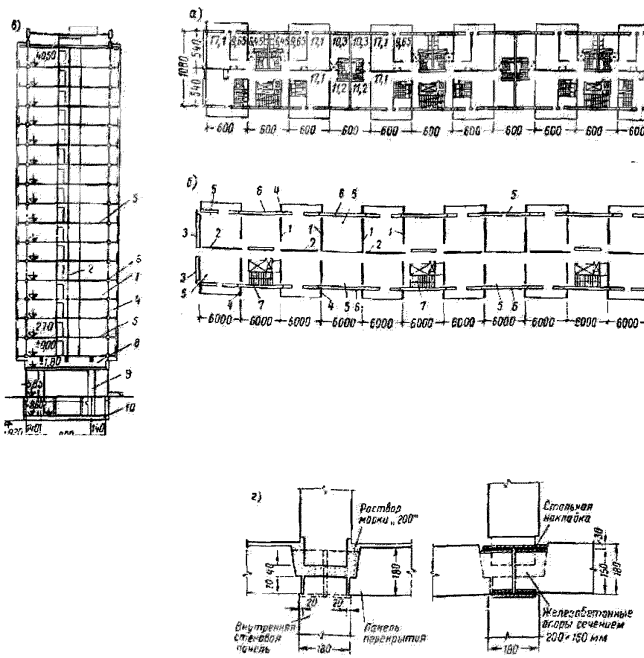
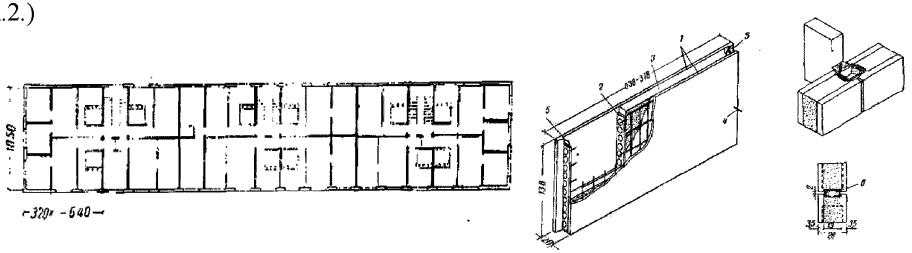


Рисунок А1 – Экспериментальный 17-этажный крупнопанельный дом:

а – план типового этажа; б – конструктивная схема; в – разрез; г – узел опирания перекрытий на поперечные стены

А.2. Серия жилых зданий 1-467 с широким шагом поперечных несущих стен. Шаг поперечных стен 6,4 и 3,2 м, продольные стены самонесущие, торцевые наружные стены несущими. Серия 1-467 выполнена конструкторским бюро по железобетону Главмособлстройматериалов на основе домов в Домодедове (рис. А.2.)



а) б)

Рисунок А.2 – Крупнопанельный дом серии 1-467:

а – план типового этажа; в – конструкция трехслойной наружной панели, вертикальный и горизонтальный стыки: 1 – железобетонные скорлупы; 2 – сборные железобетонные диафрагмы с запусками арматуры; 3 – слой утеплителя; 4 – анкер для сварки с перекрытиями при монтаже здании; 5 – подъемные петли; 6 – тепловая шпонка

А.3. Серия жилых зданий 1-468 с широким шагом поперечных несущих стен. Сетка разбивочных осей домов этой серии определяется двумя поперечными

пролетами по 5,4 м каждый и продольным шагом 6 и 3 м, продольные стены самонесущие. Пространственная жесткость здания обеспечивается перекрытиями, передающими горизонтальные нагрузки на внутренние капитальные стены и на стены лестничных клеток. Серия выполнена Горстройпроектом (рис. А.3).

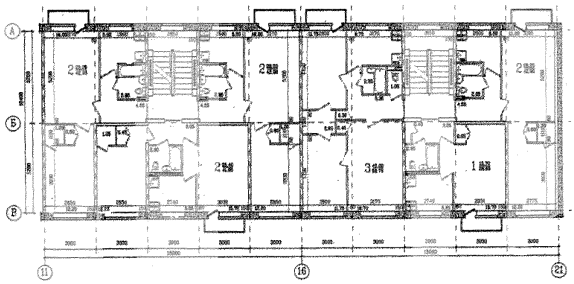
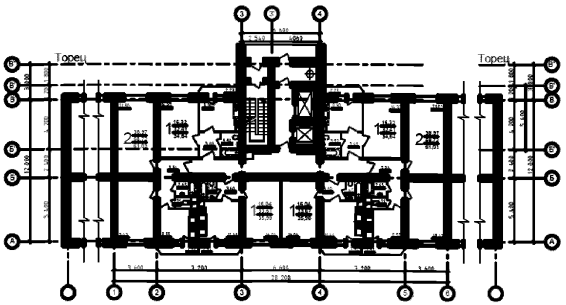
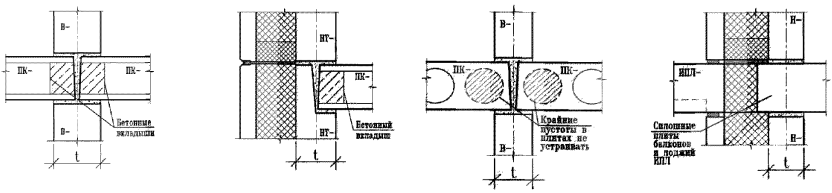


Рисунок А.3 – Крупнопанельный дом серии 1-468. План типового этажа

А.4. Серия жилых крупнопанельных 10-17 этажных зданий. Проект выполнен с применением гибкой системы панельного домостроения. Шаг поперечных несущих стен основной – 7,2, для лестнично-лифтового узла – 6,6, дополнительный – 3,6. Пространственная жесткость здания обеспечивается совместной работой несущих внутренних и наружных панелей и горизонтальных дисков перекрытий, объединенных между собой системой сварных соединительных связей. Первый этаж выполнялся в двух вариантах – жилой и нежилой с общественными помещениями. Проект разработан АО «НИИЭП Жилища» для города Ярославль (рис. А.4).



а)



б) в) г) д)

Рисунок А4 – Крупнопанельный дом серии для города Ярославль: а – план типового этажа; б – 2-сторонний платформенный стык, опирание плит перекрытий вдоль короткой стороны; в – 2-сторонний платформенный стык, опирание плит перекрытий вдоль длинной стороны; г – контактно-платформенный стык с односторонним опиранием многопустотных плит перекрытий вдоль короткой стороны; д – платформенный стык с односторонним опиранием сплошных плит балконов и лоджий

А.5. Экспериментальная крупнопанельная жилая 11-этажная блок-секция с широким шагом продольных и поперечных несущих стен. Проект выполнен с применением гибкой системы панельного домостроения. Шаг поперечных несущих стен 7 метров, шаг продольных несущих стен 5,6–6,8 метров. Первый этаж

выполнялся в двух вариантах – жилой и нежилой с общественными помещениями. Проект разработан АО «НИИЭП Жилища» для города Улан-Батор (рис. А.5).

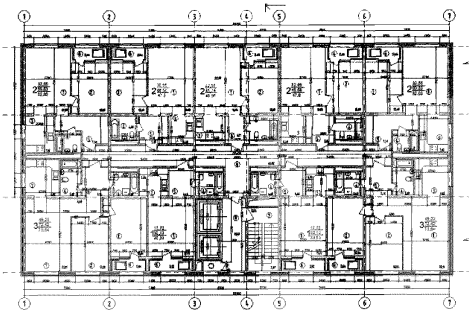


Рисунок А5 – 11-этажная блок-секция с широким шагом несущих конструкций. План типового этажа

А.6. Экспериментальная крупнопанельная жилая блок-секция с широким шагом продольных несущих стен. Проект выполнен с применением системы панельно-каркасного домостроения. Шаг продольных несущих стен 6,8 метров, шаг. Первый этаж выполнялся в двух вариантах – жилой и нежилой с общественными помещениями. Проект разработан АО «НИИЭП Жилища» (рис. А.6).

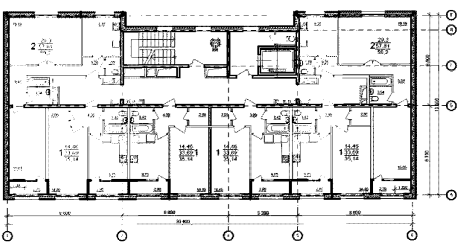


Рисунок А.6 – Экспериментальная блок-секция с широким шагом несущих конструкций. План типового этажа

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Общие указания к расчетным моделям крупнопанельных зданий

Б.1. Расчетные схемы крупнопанельных зданий классифицируются:

– по характеру учета пространственной работы (одно-, двух- и трехмерные);

– по виду неизвестных (дискретные, дискретно-континуальные и континуальные);

– по виду конструкции, положенной в основу расчетной схемы (стержневые, пластинчатые, комбинированные).

Б.2. Одномерная расчетная схема в практических расчета рассматривается крайне редко.

При двухмерной расчетной схеме здание рассматривается как плоская конструкция либо система плоских конструкций, способная воспринимать только такую внешнюю нагрузку, которая действует в ее плоскости. Для определения усилий в стенах от горизонтальной нагрузки условно принимается, что все стены, параллельные действию нагрузки, расположены в одной плоскости и имеют одинаковые горизонтальные перемещения в уровне перекрытий.

При трехмерной (пространственной) расчетной схеме здание рассматривается как пространственная система, способная воспринимать приложенную к ней пространственную систему сил. Трехмерная расчетная схема наиболее точно учитывает особенности взаимодействия несущих конструкций, но расчет на ее основе наиболее сложен.

Б.3. Формирование расчетной схемы крупнопанельного здания обусловлен принятой конструктивной системой. В подавляющем большинстве случаев применяются модели в виде пространственной (трехмерной) системы пластин и стержней с дискретными связями между ними. При таких расчетных схемах для расчета применяется метод конечных элементов. Расчетная схема конструктивной

системы крупнопанельного здания с использованием метода конечных элементов формируется из несущих внутренних и наружных стеновых панелей, плит перекрытий (покрытия), лестничных площадок и маршей, связей, фундаментов, с грунтовым основанием.

Б.4. Податливость раствора в контактных и платформенных стыках учитывают прямым введением специальных конечных элементов или связей в расчетные модели, учитывающих физические величины податливости. Физические величины податливости следует определять по Приложению К к настоящему пособию и [9].

Б.5. Несущие конструкции нижних (нежилых) этажей следует рассчитывать совместно с опирающимися на них стеновыми конструкциями вышележащих типовых этажей. В расчете следует учитывать возможное изменение расчетной схемы в процессе ее деформирования, вызванное нерегулярностью системы несущих конструкций здания по высоте: несовпадение расположения и размеров проемов нижних (нежилых) этажей с проемами типовых этажей, а также при сопряжении различных архитектурно-планировочных решений типовых этажей.

Б.6. Внутренние усилия в несущих конструкциях зданий на предварительных стадиях проектирования допускается определять приближенными методами. Например, усилия в простенках в системе с продольными несущими стенами при балочной схеме опирания перекрытий можно определять, используя плоскую модель стены с проемами. Для оценки усилий в связях, соединяющих между собой плиты перекрытия, плиты перекрытия со стенами и в связях соединяющих стеновые панели требуется формирование конечно элементной модели всего здания.

Б.7. Расположение связей в узлах соединения стеновых панелей, в случае соединения панелей через закладные детали на сварке, показано на рис. Б.1.

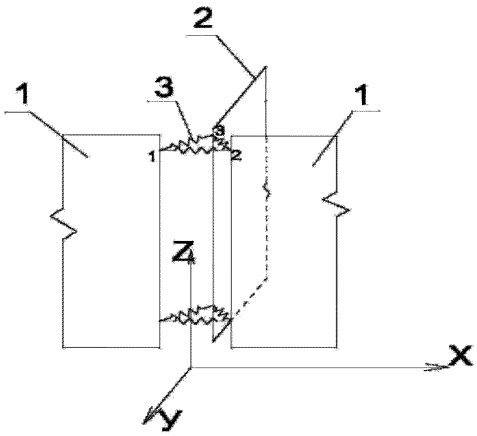


Рисунок Б.1 – Схема расположения связей между стеновыми панелями в вертикальном стыке при соединении панелей на сварке через закладные детали: 1 – стеновая панель продольного направления; 2 – стеновая панель поперечного направления; 3 – упругие связи

Расстановка связей в узлах соединения стеновых панелей с применением скоб и последующим замоноличиванием (сборно-монолитные узлы) показано на рис. Б.2.

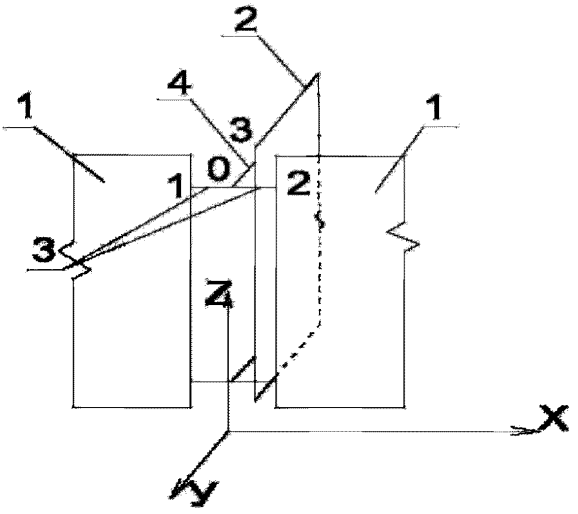


Рисунок Б.2 – Схема расположения связей между стеновыми панелями в вертикальном стыке при соединении панелей на скобах с замоноличиванием стыка: 1 – стеновая панель продольного направления; 2 –- стеновая панель поперечного направления; 3 – упругие связи по продольного направления; 4 – упругие связи поперечного направления

При определении жесткостей связей по рис. Б.2 вводится фиктивный узел 0.

Сдвиговая жесткость $К_{1-0} = К_{0-2} = 2К_{1-2.}$

Расстановка связей между плитами перекрытий и стенами показана на рис. Б.3.

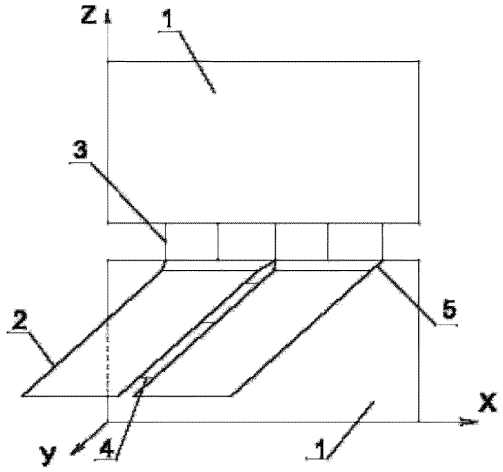


Рисунок Б.3 – Расстановка связей между перекрытиями и стеновыми панелями: 1 – стеновые панели; 2 – перекрытия; 3 – вертикальные связи между стеновыми панелями; 4 – связи между перекрытиями; 5 – связи между перекрытиями и стеновыми панелями

Работа основания в общей расчетной модели здания учитывается путем использования общепринятых расчетных моделей основания.

При использовании метода конечных элементов применяют различные типы конечных элементов или краевые условия с заданной податливостью. При использовании свайных или свайно-плитных фундаментов сваи допускается моделировать отдельно или учитывать их совместную работу с грунтом обобщенно, как единое основание с использованием приведенного коэффициента постели.

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Расчет шпоночного соединения плит перекрытия

В.1. Шпоночное соединение плит перекрытий рассчитывают на максимальную разность поперечных сил, возникающих в соседних плитах. Разница поперечных сил возникает вследствие наличия нагрузки на одной плите при отсутствии ее на соседней, в местах локального приложения нагрузок от перегородок, оборудования и т.д. (см. рис. В.1).

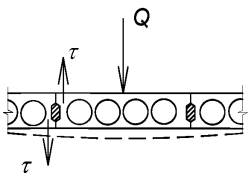


Рисунок В.1 – Шпоночные соединения плит перекрытий

В.2. Прочность шпоночного соединения плит перекрытий на сдвиг обеспечивается при выполнении условия:

$$\tau = Q/h_{\text{ш}} \le R_{bt}/2; \qquad \text{(В. 1)}$$

где Q – поперечное усилие, действующее в шве в вертикальном направлении на длине 1 м, Н;

$h_{\text{ш}}$ – высота плиты перекрытия, мм;

R_{bt} – прочность бетона шпонки плиты на растяжение, МПа.

Расчет прочности шпоночных соединений плит перекрытий допускается выполнять с использованием численных методов и расчетных моделей, позволяющих отразить действительную работу конструкций и их сопряжений.

В.3. Среднее напряжение продольного среза в швах между сборными элементами плит перекрытий должно быть ограничено до 0,1 МПа при гладких поверхностях торцов плит и до 0,15 МПа – при шероховатых.

Величину напряжения продольного среза допускается определять по формуле:

$$\tau_{ud} = \frac{1{,}5 \cdot V}{h \cdot L} \qquad \text{(В. 2)}$$

где h – высота шва, мм;

L – длина соединения, мм;

V – сдвигающая сила в плоскости диска перекрытия, Н.

Для восприятия горизонтальных растягивающих усилий, возникающих в крайних швах диска перекрытия, необходимо предусматривать установку дополнительных связей.

В.4. Площадь арматуры определяется по формуле:

$$A_s = \frac{M}{z \cdot R_s} \qquad \text{(В. 3)}$$

где M – максимальный изгибающий диафрагменный момент от горизонтальной нагрузки, Н·мм;

R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению, МПа;

z – внутреннее плечо (мм), принимаемое равным из соотношений:

$z/b = 0{,}9$ при $b/l \leq 0{,}5$

$z/b = 0{,}8$ при $0{,}5 < b/l < 1$

где l – длина пролета, мм;

b – ширина пролета, мм.

Допускается принимать $z = 0{,}8b$, где b – ширина пролета в направлении горизонтальной нагрузки.

Для наиболее точного определения усилий в связях рекомендуется использовать пространственные конечно элементные модели, в которых максимально подробно формируются элементы и связи между ними.

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

Расчет прочности вертикальных стыков

Г.1. Расчет прочности вертикальных стыков сборных элементов выполняется с использованием следующих допущений:

– прочность соединений при действии сдвигающих и нормальных сил проверяется независимо;

– при расчете соединения на усилия сдвига, вызванные общим изгибом стены в собственной плоскости, сдвигающие силы считаются равномерно распределенными между однотипными шпонками (связями), расположенными в пределах высоты одного этажа;

– при наличии разнотипных шпонок (связей) в пределах высоты одного этажа усилия между ними распределяются обратно пропорционально их податливости при сдвиге;

– при расчете соединения на усилия сдвига, вызванные местными усилиями, например, вследствие перепада температур по толщине стены, учитывается неравномерность распределения усилий между шпонками или связями;

– при учете сопротивления сдвигу перекрытий или монолитных поясов в уровне перекрытий усилия сдвига, приходящиеся на одну шпонку (связь) V_k (Н) и на перекрытие (монолитный пояс) V_p (Н), определяются по формулам:

$$V_k = (1/\lambda_k)/(1/\lambda_p + n_k/\lambda_k) \qquad (Г.\ 1)$$

$$V_p = (1/\lambda_p)/(1/\lambda_p + n_k/\lambda_k) \qquad (Г.\ 2)$$

где λ_k – коэффициент податливости при сдвиге одной шпонки (связи), мм/Н;

λ_p – то же, плиты перекрытия или монолитного пояса в уровне перекрытия, мм/Н;

n_k – общее количество шпонок в стыке, шт.

Коэффициенты податливости определяются с учетом положений Приложения Ж.

Г.3. Для бесшпоночных соединений расчетная прочность при сдвиге принимается равной меньшей из двух значений усилий V_{sl} и V_{crc}, вызывающих разрушение стыка соответственно от взаимного проскальзывания соединяемых частей стены и от образования в зоне стыка наклонных трещин.

Усилия V_{sl} и V_{crc} вычисляются по формулам

$$V_{sl} = \eta R_{s,tr} A_{s,tr} \qquad (Г.3)$$

$$V_{crc} = R_{crc} A_v \qquad (Г.4)$$

где η – коэффициент трения, принимаемый для вертикальных стыков равным:

– 0,6 – для стыков сборных элементов;

– 1,4 – для вертикальных узлов сопряжения стеновых панелей из бетонов разных видов через разделительную сетку.

$R_{s,tr}$ – расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры, пересекающей стык (шов бетонирования), МПа;

$A_{s,tr}$ – суммарная площадь сечения поперечной арматуры пересекающей стык (шов бетонирования), мм^2;

R_{crc} – сопротивление стыка образованию наклонных трещин (Н/мм^2), определяемое по формуле:

$$R_{crc} = \sqrt{R_{bt}(R_{bt} + \sigma_s)} \le 2R_{bt} \qquad (Г.5)$$

где:

$$\sigma_s = \frac{R_{s,tr} A_{s,tr}}{A_v} \qquad (Г.6)$$

R_{bt} – расчетное сопротивление растяжению бетона замоноличивания стыка, МПа;

A_v – площадь вертикального сечения стыка (вдоль плоскости сдвигающих усилий), мм^2.

Г.4. Для шпоночных стыков следует различать бетонные и железобетонные соединения.

Сопротивление сдвигу бетонного шпоночного соединения вычисляется без учета сопротивления арматурных связей, сечение которых назначается по конструктивным соображениям. Для вертикальных стыков наружных и внутренних стен следует предусматривать связи для восприятия усилий распора, равных не менее чем 0,2 сдвигающей силы в стыке. Для бетонных шпоночных соединений не допускается образование трещин.

В железобетонном шпоночном соединении площадь сечения поперечных связей $A_{s,tr}$ ($мм^2$) должна удовлетворять условию:

$$A_{s,tr} \geq \eta_\alpha V/R_{s,tr}, \qquad (Г.\ 7)$$

где η_α – коэффициент, равный отношению силы распора в шпоночном соединении к сдвигающей силе, воспринимающей шпонки, и определяемый по формуле:

$$\eta_\alpha = (tg\alpha - \eta)/(1 + \eta tg\alpha) \leq 0.2 \qquad (Г.\ 8)$$

где α – угол наклона площадки смятия к направлению, перпендикулярному плоскости сдвига;

V – сдвигающая сила в стыке, Н;

$R_{s,tr}$ – расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры стыка, МПа; при расположении поперечной арматуры только в уровнях верха и низа этажа или в уровне перекрытия сопротивления $R_{s,tr}$ принимается с коэффициентом 0,8;

η – коэффициент трения, принимаемый равным 0,6.

Г.5. Расчетная прочность при сдвиге V_{kb} одной шпонки бетонного шпоночного соединения принимается равной меньшему из значений усилий $V_{sh,b}$, $V_{c,b}$, $V_{crc,b}$, соответствующих разрушению бетонной шпонки соответственно от среза, смятия и образования наклонных трещин, определяемых по формулам:

$$V_{sh,b} = 1,5\ R_{bt}\ A_{sh} \qquad (Г.\ 9)$$

$$V_{c,b} = R_b\ A_c \qquad (Г.\ 10)$$

$$V_{crc,b} = 0,7\ R_{bt}\ A_j \qquad (Г.\ 11)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона замоноличивания стыка на растяжение, МПа;

R_b – то же на сжатие, МПа;

A_{sh} – площадь среза шпонки, мм^2;

A_c – площадь смятия шпонки, мм^2;

A_j – площадь продольного сечения стыка, приходящаяся на одну шпонку, определяемая по формуле:

$$A_j = s_k\, b_{mon} \qquad (Г.\ 12)$$

где s_k – шаг шпонки, мм;

b_{mon} – размер по толщине стены полости замоноличивания стыка, мм.

Г.6. Для железобетонных шпоночных соединений следует выполнять расчеты для двух стадий работы при сдвиге: до и после образования трещин.

До образования трещин от сдвигающих усилий соединение рассчитывается как бетонное, без учета сопротивления арматуры. Усилие сдвига, вызывающее образование трещин, допускается принимать равным несущей способности при сдвиге бетонного шпоночного соединения. При этом число шпонок, учитываемое в расчете, принимается не более трех.

После образования трещин расчетная прочность при сдвиге железобетонной шпонки принимается равной меньшему из следующих значений усилий $V_{sh,s}$, $V_{ch,s}$, $V_{crc,s}$, вызывающих разрушение железобетонного шпоночного соединения соответственно от среза, смятия и сжатия вдоль наклонных трещин, определяемых по формулам:

$$V_{sh,s} = (1 - \eta\eta_\alpha)\, V_{sh,b} + \eta\, R_{s,tr}\, A_{tr} \le 1{,}5 A_{tr}\, R_{s,tr} \qquad (Г.\ 13)$$

$$V_{ch,s} = (1 - \eta\eta_\alpha)\, V_{c,b} + \eta\, R_{s,tr}\, A_{tr} \le 1{,}5 A_{tr}\, R_{s,tr}, \qquad (Г.\ 14)$$

$$V_{crc,s} = A_{tr}\, R_{s,tr}\, s_k / (t_k - t_j) \le 1{,}5 A_{tr}\, R_{s,tr}, \qquad (Г.\ 15)$$

где $V_{sh,b}$, $V_{c,b}$ – сопротивления сдвигу бетонных шпонок (не более трех шпонок), Н;

$R_{s,tr}$ – сопротивление растяжению поперечной арматуры стыка, МПа, принимаемое не более величины $R_{s,tr}^{max} = 2{,}5R_{bt}A_{sh}/A_{tr}$;

A_{tr} – площадь сечения поперечной арматуры стыка, мм^2;

t_k – глубина шпонки, мм;

t_j – расстояние между стыкуемыми поверхностями стены, мм.

Г.7. Прочность перекрытия при сдвиге вдоль вертикального стыка стен определяется по формуле

$$V_p = 2R_{bt,p}t_p\left(t + b_{ef}\right), \qquad (Г.\ 16)$$

где $R_{bt,p}$ – расчетная прочность бетона перекрытия при растяжении, МПа;

t_p – толщина плиты перекрытия, мм;

t – толщина стены, мм;

b_{ef} – эффективная ширина (мм), учитывающая сопротивление срезу плиты перекрытия за пределами толщин стены и принимаемая равной:

$6t_p$ – для сборно-монолитных перекрытий;

$2t_p$ – для сборных перекрытий при двухстороннем опирании;

t_p – то же при одностороннем опирании.

Расчет прочности вертикальных соединений на действие сжимающих сил выполняется аналогично расчету горизонтальных стыков в соответствии с Приложением Д.

Растягивающие усилия, возникающие в вертикальных стыках сборных стен, следует воспринимать арматурными связями.

Г.8. Расчет прочности вертикальных стыков допускается выполнять с использованием численных методов и расчетных моделей, позволяющих отразить действительную работу конструкций и их сопряжений.

ПРИЛОЖЕНИЕ Д

Расчет прочности горизонтальных стыков

Д.1. Прочность горизонтальных стыков при сжатии определяется с учетом следующих предпосылок:

- вместо номинальных (проектных) размеров опорных площадок и толщин швов из мелкозернистого бетона вводят расчетные размеры, определяемые с учетом возможных неблагоприятных отклонений номинальных размеров, вследствие допусков на изготовление и монтаж конструкций и других случайных факторов; при этом случайный эксцентриситет продольных сил не учитывается;

- для платформенного стыка с двухсторонним опиранием плит перекрытий заполнение раствором пространства между торцами смежных плит в расчете несущей способности не учитывается. При наличии скосов на торцах плит перекрытия, размеры опорных площадок, через которые передается нагрузка в платформенном стыке, следует принимать различными при расчете прочности платформенного стыка по верхнему и нижнему швам.

- с учетом шарнирной расчетной схемы соединения сборных стеновых элементов в горизонтальном стыке сжимающие напряжения считаются равномерно распределенными по толщине стены для каждой из опорных площадок; для стыков, имеющих несколько опорных площадок, учитывается возможная неравномерность распределения сжимающих усилий между площадками;

- при использовании расчетной схемы с упругим соединением сборных элементов в горизонтальном стыке сжимающие напряжения в стыке следует определять предполагая, что сборные элементы и растворные швы работают в упругой стадии.

Д.2.Прочность горизонтального стыка при сжатии проверяется по [10], [11], а также по формуле

$$N_j \le R_c t d_j, \qquad (Д.1)$$

где N_j – продольная сжимающая сила, действующая в уровне рассчитываемого опорного сечения стены, (Н);

t – толщина стены (для трехслойных стен с гибкими связями – толщина внутреннего несущего слоя), мм;

d_j – расчетная ширина простенка в зоне стыка, мм.

Для стеновой панели с оконными проемами расчетная ширина простенка в зоне стыка принимается равной сумме ширины простенка d на уровне расположения оконных проемов и участка, длина которого в каждую сторону от простенка принимается равной половине высоты перемычек h_{lin}, примыкающих к простенку, при этом для стыка между стеновыми панелями с оконными проемами величина h_{lin} принимается равной половине высоты перемычки над оконным проемом, а для стыка между стеновой панелью с оконным проемом и стеновой панелью без проемов – равной половине высоты перемычки под оконным проемом.

При наличии местных ослаблений горизонтального стыка бороздами, углублениями для шпонок, распаечных коробок и др., расчетную ширину d_j следует определять за минусом размеров этих ослаблений.

R_c – приведенное сопротивление сжатию горизонтального стыка, определяемое по формуле:

$$R_c = R_{bw} \eta_m \eta_j , \qquad (Д. 1)$$

где R_{bw} – расчетное значение сопротивления бетона стены при сжатии, МПа (призменная прочность), принимаемое в соответствии с СП 63.13330 с учетом особенностей работы бетона в конструкции (характер нагрузки, способ изготовления стеновой панели, условия окружающей среды и пр.). Для стыков стеновых панелей, усиленных в зоне стыка поперечными сварными каркасами или сетками, вместо расчетного значения сопротивления бетона R_{bw} учитывается приведенное сопротивление R_{bw}^{red}, равное

$$R_{bw}^{red} = R_{bw} \eta_s , \qquad (Д. 2)$$

где η_s – коэффициент, учитывающий усиление опорных зон стеновых панелей поперечными сварными каркасами или сетками и определяется по следующей формуле

$$\eta_s = 1 + \frac{20 A_{tr} l_{tr}}{c_{tr} s_{tr} t} \le 1,3 \qquad (Д. 3)$$

где A_{tr} – площадь сечения одного поперечного стержня горизонтального каркаса (сетки), мм^2;

l_{tr} – расстояние между крайними продольными стержнями каркаса, мм;

c_{tr} – шаг поперечных стержней по длине стены, мм;

s_{tr} – шаг каркасов по высоте стены, мм;

t – толщина стены, мм.

Влияние косвенного армирования опорной зоны стеновой панели следует учитывать при выполнении следующих условий:

- диаметр d_s (мм) и расчетное сопротивление растяжению R_s (МПа) продольных стержней не менее диаметра d_{sw} и расчетного сопротивления поперечных стержней R_{sw} соответственно;
- шаг каркасов по высоте стеновой панели не более $0{,}5t$;
- шаг поперечных стержней по длине стеновой панели не более $15d_s$;
- класс бетона стены не менее В15.
- толщина горизонтального растворного шва между панелями не более 30 мм;
- прочность раствора горизонтального шва не менее 2,5 МПа;

η_m – коэффициент, учитывающий влияние горизонтальных растворных швов и определяется по следующей формуле:

$$\eta_m = 1 - \frac{\left(2 - t_m / b_m\right) t_m / b_m}{1 + 2R_m / B_w}, \qquad (Д.\ 4)$$

где t_m – расчетная величина толщины горизонтального растворного шва, мм. Для горизонтальных растворных швов расчетную толщину шва t_m следует принимать равной $1{,}4t_m^{nom}$ (t_m^{nom} – номинальная толщина горизонтального шва), но не менее следующих значений:

- для горизонтального растворного шва при монтаже стеновых панелей по маякам, а также для растворных швов в горизонтальных контактных стыках стеновых панелей – 25 мм;

- для растворного шва под плитой перекрытия без маяков – 20 мм;

- при наличии фактических данных о смещениях сборных элементов и толщинах швов следует принимать их значения.

b_m – расчетная ширина растворного шва (размер по толщине стены), мм.

Значение расчетной ширины растворного шва следует принимать:

- для стыков с двухсторонним опиранием перекрытий и для нижнего растворного шва комбинированного стыка:

$$b_m = b_j - \delta_{pw} \qquad (Д. 5)$$

$$\delta_{pw} = \sqrt{\delta_p^2 + \delta_w^2}, \qquad (Д. 6)$$

- для контактного, монолитного и верхнего растворного шва комбинированного стыка при $b_j = t$:

$$b_m = b_j - \delta_w, \qquad (Д. 7)$$

где b_j – номинальный (проектный) размер (ширина) опорной площадки, мм, через которую передается в стыке сжимающая нагрузка (для контактно-платформенного стыка величина зазора между контактной и платформенной площадками стыка);

δ_p – расчетное значение возможных смещений в стыке сборной плиты перекрытия относительно проектного положения, δ_p = 10 мм;

δ_w – расчетное значение возможных смещений в стыке стеновой панели относительно проектного положения, принимаемое равное при монтаже с применением фиксаторов или шаблонов, ограничивающих взаимные смещения параллельно расположенных стен, δ_w = 10 мм; при монтаже с применением подкосов δ_w = 15 мм.

R_m – кубиковая прочность раствора горизонтального шва, МПа;

B_w – величина, численно равная классу по прочности на сжатие бетона сборного элемента стены, МПа.

При наличии фактических данных о смещениях сборных элементов и толщинах швов следует принимать их значения.

При возведении здания методом замораживания без применения противоморозных добавок или прогрева стыков при проверке прочности стыков на момент оттаивания

значение коэффициента η_m следует умножать на коэффициент условий работы, учитывающий неравномерность оттаивания по толщине стены раствора и равный 0,8.

Для монолитных стыков стеновых панелей, заполняемых бетоном после установки панели верхнего этажа, коэффициент η_m следует принимать равным 1,0. При опирании плит перекрытия без раствора η_m следует принимать равным 0,5.

η_j – коэффициент, учитывающий конструктивный тип стыка, неравномерность распределения сжимающей нагрузки между опорными площадками стыка и эксцентриситет продольной силы относительно центра стыка. Коэффициент η_j вычисляется в зависимости от конструктивного решения узла.

Если при расчете принимается шарнирное соединение сборных элементов в горизонтальном стыке, то коэффициент η_j вычисляется следующим образом.

Для **платформенного стыка** коэффициент η_j вычисляется по формуле:

$$n_j = \frac{(b_{pl} - \delta_{pl})\gamma_{pl}\eta_{pl}}{t} \qquad \text{(Д. 8)}$$

где b_{pl} – суммарный размер по толщине стены платформенных площадок, через которые в стыке передается сжимающая нагрузка, мм. При скошенных торцах плит перекрытий прочность стыка проверяется раздельно в уровне верхней и нижней опорных зон сборных элементов стены, принимая соответствующие размеры платформенных площадок;

δ_{pl} – возможное суммарное смещение в платформенном стыке плит перекрытий относительно их проектного положения, мм, принимаемое для платформенных стыков с двухсторонним опиранием плит перекрытий равным $\delta_{pl} = 1{,}4\delta_p$;

γ_{pl} – коэффициент, учитывающий неравномерность загружения платформенных площадок и принимаемый равным $\gamma_{pl} = 0{,}9$ при двухстороннем опирании плит перекрытий на стены;

η_{pl} – коэффициент, зависящий от соотношения расчетных прочностей при сжатии бетона стены R_{bw} и бетона опорных участков плит перекрытий R_{bp} и принимаемый равным:

для стен из тяжелого и легкого бетона:

- при $R_{bp} \geq R_{bw}$ $\quad \eta_{pl} = 1$;
- при $R_{bp} < R_{bw}$ $\quad \eta_{pl} = 1 - (1 - R_{bp} / R_{bw})^2$;

для стен из ячеистого бетона:

$$\eta_{pl} = 1,2\frac{R_{bp}}{R_{bw}} - 0,35 \le 1$$

где R_{bp} – расчетное значение сопротивления бетона плит перекрытий при сжатии (призменная прочность), МПа, принимаемое в соответствии с действующими нормативными документами с учетом особенностей работы бетона в конструкции (характер нагрузки, способ изготовления плиты, условия окружающей среды и пр.).

При усилении опорных зон плит перекрытий сплошного сечения горизонтальными сварными сетками из арматурной проволоки диаметром 5 мм с ячейками 50х50 мм расчетное сопротивление бетона плит перекрытий R_{bp} следует увеличивать на 20%. Шаг сеток не должен превышать 0,7 глубины опирания плит перекрытий. Сетки должны объединяться в пространственный каркас.

В случае применения многопустотных плит перекрытий коэффициент η_{pl} следует дополнительно умножать на коэффициент η_{vac}, принимаемый:

– при механизированной заделке пустот в заводских условиях путем добетонирования с пригрузом опорных участков плит перекрытий $\eta_{vac} = 0,9$;

– в остальных случаях:

$$\eta_{vac} = 1 - \gamma_{vac}\,(1 - t_f/S_f)^3 \qquad \text{(Д. 9)}$$

где γ_{vac} – коэффициент условий работы, принимаемый равным:

$\gamma_{vac} = 0,5$ – при заделке пустот свежеотформованными бетонными пробками, изготовленными одновременно с плитами перекрытий;

$\gamma_{vac} = 1$ – при незаделанных пустотах, а также при несовершенной заделке пустот в построечных условиях (например, закладка кирпичом на растворе);

t_f – наименьшая толщина ребра между пустотами плиты перекрытия, мм;

S_f – наименьший шаг пустот, мм.

В случае применения многопустотных плит перекрытий безопалубочного формования с овальными пустотами коэффициент η_{vac} следует дополнительно умножать

на коэффициент условий работы, принимаемый равным γ_{vac1}=0,9. Допускается значение коэффициента γ_{vac1} определять по экспериментальным данным.

Для платформенных стыков с односторонним опиранием пли перекрытий значение коэффициента η_j следует определять по экспериментальным данным.

Для **контактного стыка**, в котором сжимающая нагрузка передается только через контактные участки стыка, коэффициент η_j вычисляется по формуле

$$\eta_j = \frac{(b_{con} - \delta_{con}) d_{con} \eta_{con}}{td_j} \qquad (Д. 10)$$

где b_{con} – размер по толщине стены контактной площадки, через которую в стыке передается сжимающая нагрузка, мм;

δ_{con} – расчетное изменение номинального размера контактной площадки, мм, принимаемое равным:

- для стыков с односторонним опиранием плит перекрытий, в которых хотя бы один край контактной площадки совпадает с гранью стены, а также для контактных стыков вне зоны опирания перекрытий $\delta_{con} = \delta_{w;}$

- в остальных случаях $\delta_{con} = 0$;

d_{con} – размер по длине стены контактного участка стыка (за минусом гнезд для опирания плит перекрытий) мм;

η_{con} – коэффициент, принимаемый равным меньшему из значений коэффициентов η_{loc} и η_{for}.

η_{loc} – коэффициент, учитывающий повышение прочности стыка при местном сжатии, определяемый по формуле:

$$\eta_{loc} = \gamma_{loc} \sqrt{\frac{2 y_{con}}{(b_{con} - \delta_{con})}} \qquad (Д. 11)$$

где γ_{loc} – коэффициент, принимаемый равным: 1,1 – при $b_m < 0,6t$; 1,0 – в остальных случаях;

y_{con} – расстояние от центра контактной площади до ближайшей вертикальной грани стены;

η_{for} – коэффициент, учитывающий форму контактной площадки и принимаемый равным:

- для площадки в форме выступа вверху или внизу стеновой панели высотой $t_{con} \le b_{con}$ при прочности раствора в горизонтальном растворном шве $R_m \ge B_{bw}$ (МПа) коэффициент η_{for} принимается равным:

η_{for} = 1,2 для тяжелого бетона;

η_{for} = 1,1 для ячеистого бетона и бетона на пористых заполнителях;

η_{for} = 1,0 при $R_m < B_{bw}$ (МПа);

- для контактной площадки высотой $t_{con} \ge 2b_{con}$ значение коэффициента η_{for} принимается равным 1,0;

- для контактной площадки высотой $b_{con} < t_{con} < 2b_{con}$ значение коэффициента η_{for} принимается по интерполяции между указанными выше краевыми значениями.

Для **контактно-платформенного стыка**, в котором сжимающая нагрузка передается через платформенный и контактный участки, коэффициент η_j принимается равным меньшему из значений величин n_j^{sup}, n_j^{inf}, которые соответствуют случаям разрушения стыка по контактному или платформенному участкам в уровне верхнего или нижнего растворных швов и вычисляются по формулам

$$\eta_j^{sup} = \frac{[(b_{con} - \delta_1)\eta_{con} + 0{,}8\gamma_{pl}(b_{pl}^{sup} - \delta_2^{sup})\eta_{pl}]}{t} \qquad \text{(Д. 12)}$$

но не менее $\eta_{min}^{sup} = \dfrac{\gamma_{pl}(b_{pl}^{sup} - \delta_2^{sup})\eta_{pl}}{t}$

$$\eta_j^{inf} = \frac{[(b_{con} - \delta_1)\eta_{con} + 0{,}8\gamma_{pl} b_{pl,red}^{inf}]}{t} \qquad \text{(Д. 134)}$$

но не менее $\eta_{min}^{inf} = \dfrac{\gamma_{pl} b_{pl,red}^{inf}}{t}$,

$$b_{pl,red}^{inf} = \frac{\left[(b_{pl}^{inf} - \delta_2^{inf})\eta_{pl}\eta_m^{inf} - \dfrac{b_{pl}^{inf}\sigma_{pl}}{R_{bw}}\right]}{\eta_m^{sup}},$$

где b_{con} – номинальный (проектный) размер по толщине стены контактного участка стыка, мм;

b_{pl}^{sup}, b_{pl}^{inf} **номинальный** (проектный) размер по толщине стены платформенного участка стыка в уровне верхнего и нижнего растворного швов, мм;

η_{pl}, γ_{pl} вычисляются по правилам определения для платформенного стыка;

η_{loc} вычисляется по правилам определения для контактного стыка;

σ_{pl} – среднее значение местных сжимающих напряжений, передаваемых на стену по платформенной площадке от плиты перекрытия, которая непосредственно оперта в стыке, МПа;

η_m^{sup}, η_m^{inf} – коэффициенты для нижнего и верхнего растворных швов и определяются по аналогично коэффициенту η_m;

δ_1, δ_2 – величины, характеризующие возможные изменения номинальных размеров соответственно контактного и платформенного участков стыка:

при $b_j < t$

$\delta_1 = 0$; $\delta_2^{sup} = \delta_{pw}$; $\delta_2^{inf} = \delta_{pw}$;

при $b_j = t$

$\delta_1 = t$; $\delta_2^{sup} = \delta_{pw} - \delta_w$; $\delta_2^{inf} = \delta_{pw}$.

Для **монолитного стыка**, в котором вся сжимающая нагрузка передается через слой бетона, уложенного в полость стыка, коэффициент η_j вычисляется по формуле

$$\eta_j = \frac{(b_{mon} - \delta_{mon})\eta_{mon} d_{mon}}{td_j} \qquad \text{(Д. 14)}$$

где b_{mon}, d_{mon} – размеры соответственно по толщине и длине стены монолитного участка стыка, мм;

δ_{mon} – возможное смещение стены по монолитному участку стыка, принимаемое равным:

$\delta_{mon} = \delta_{pw}$ – при одностороннем опирании плит перекрытий;

$\delta_{mon} = 1{,}4\delta_p$ – при двухстороннем опирании плит перекрытий;

η_{mon} – коэффициент, зависящий от соотношения классов по прочности на сжатие бетона замоноличивания стыка $B_{b,mon}$ и опорного участка стены B_{bw} и принимаемый меньшему из значений коэффициентов η_{loc} и η_{for}

$$\eta_{loc} = \sqrt{2 y_{mon} /(b_{mon} - \delta_{mon})}\ ; \qquad \text{(Д. 15)}$$

для стыков с односторонним опиранием плит перекрытий:

$$\eta_{for} = B_{b,mon} / B_{bw}\ ; \qquad \text{(Д. 16)}$$

для стыков с двухсторонним опиранием плит перекрытий:

$$\eta_{for} = 1.25\, B_{b,mon} / B_{bw}\ . \qquad \text{(Д. 17)}$$

Для **платформенно-монолитного стыка**, в котором сжимающая нагрузка передается через платформенные и монолитный участки, коэффициент η_j принимается равным меньшему из двух значений коэффициентов $\eta_{j,pl}$ и $\eta_{j,mon}$, соответствующих разрушению стыка по платформенному или монолитному участкам и определяемых по формулам:

$$\eta_{j,pl} = \frac{[\gamma_{pl}(b_{pl} - \delta_{pl}) + \gamma_{mon} \cdot \gamma_{red}^{mon}(b_{mon} + \delta_{pl})]\eta_{pl}}{t}\ , \qquad \text{(Д. 18)}$$

$$\eta_{j,mon} = \frac{[\gamma_{pl} \cdot \gamma_{red}^{pl}(b_{pl} - \delta_{mon}) + (b_{mon} + \delta_{mon})]\eta_{mon}}{t}\ . \qquad \text{(Д. 19)}$$

Но η_{jpl} не менее $\eta_{min}^{mon} = (b_{mon} + \delta_{pl})\eta_{mon}/t$,

η_{jmon} не менее $\eta_{min}^{pl} = (b_{pl} + \delta_{mon})\eta_{pl}/t$

где $\gamma_{red}^{mon} = B_{b,mon}/B_{bp} \le 1$;

$\gamma_{red}^{pl} = B_{bp}/B_{b,mon} \le 1$;

γ_{mon} – коэффициент, принимаемый равным 0,8 при замоноличивании стыка обычным тяжелым бетоном и 0,7 при замоноличивании стыка раствором.

Если при расчете принимается упругое или жесткое соединение сборных элементов в горизонтальном стыке, то коэффициент η_j, вычисленный по шарнирной схеме соединения сборных элементов следует умножать на коэффициент η_e, который определяется следующим образом:

$$\eta_e = 1 - \frac{2e_j}{b_m}\ , \qquad \text{(Д. 20)}$$

где e_j – эксцентриситет по толщине стены равнодействующей продольной сжимающей силы относительно центра стыка, определяемый по формуле:

$$e_j = \frac{M_j}{N_j} \qquad (Д.\ 21)$$

где M_j – изгибающий момент в опорном сечении стены, определяемый из расчета конструктивной системы, Н·мм;

N_j - продольная сжимающая сила в опорном сечении стены, определяемая из расчета конструктивной системы, Н;

b_m - величина, определяемая аналогично как при определении значения коэффициента η_m.

При определении изгибающего момента M_j следует учитывать, что часть нагрузок, вызывающих усилия в стыке, прикладываются до того, как бетон замоноличивания в стыках сборных элементов или бетон монолитных стен наберет расчетную прочность. Для полносборных зданий к ним следует относить нагрузки от веса конструкции не менее чем двух этажей здания. Усилия от этих нагрузок рекомендуется определять в предположении шарнирного соединения элементов в узле.

Значения коэффициентов η_m и η_j допускается определять на основе испытаний горизонтальных стыков.

Д.3. Расчет прочности горизонтальных стыков допускается выполнять с использованием численных методов и расчетных моделей, позволяющих отразить действительную работу конструкций и их сопряжений.

ПРИЛОЖЕНИЕ Е

Общие требования к монтажу конструкций и качеству бетонирования стыковых соединений мелкозернистым бетоном

Е.1. Возведение крупнопанельных зданий (монтаж сборных элементов, устройство стыков и т.д.) необходимо выполнять в соответствии с указаниями СП 70.13330. Монтаж должен выполняться только квалифицированными специалистами под контролем ответственного инженерно-технического персонала в соответствии с требованиями проектной документации, специальных указаний (при наличии) и указаний настоящего свода правил.

Е.2. При производстве работ необходимо контролировать наличие и правильное положения всех предусмотренных проектом арматурных деталей и закладных деталей стыка. Перед началом бетонирования стыков и установки арматурных деталей следует убедиться в отсутствии каких-либо повреждений стыков. Непосредственно перед бетонированием стыки должны быть очищены (в частности, продуты сжатым воздухом).

Е.3. Замоноличивание стыков выполняется после проверки правильности установки конструкций и приемки соединений.

Е.4. Для приготовления бетонных смесей применяют быстротвердеющие портландцементы и используют химические добавки: пластифицирующие, ускоряющие твердение и противоморозные. Для обеспечения достаточной подвижности бетонной смеси принимают марку по удобоукладываемости П4 или П5 (ГОСТ 7473).

Е.5. Наибольший размер фракции заполнителя бетона стыков принимают 8 мм.

Е.6. Качество бетонирования стыков должно обеспечивать полное заполнение стыков мелкозернистым бетоном. Для уплотнения бетонной смеси в горизонтальных и вертикальных стыках (включая монолитные и платформенно-монолитные горизонтальные стыки, вертикальные шпоночные стыки) следует

использовать глубинные вибраторы с малыми диаметрами наконечников. Качество выполнения стыков следует подтверждать визуальным и инструментальным обследованием специализированной организацией.

Е.7. При выполнении работ при отрицательных температурах наружного воздуха должен быть разработан специальный раздел ППР, учитывающий бетонирование в зимнее время.

Е.8. Уплотнение бетонной смеси, уход за ней (температурно-влажностные режимы, сроки распалубки, особенности производства работ в зимних условиях, в жаркую и сухую погоды и т.д.), режимы выдерживания должны обеспечивать достижение требуемой прочности швов до нагружения конструкции.

Е.9. При приемке работ по устройству стыков необходимо контролировать соответствие конструкции стыка проекту (наличие деталей, полнота заполнения шва, отклонение размеров шва и положения арматурных элементов), качество бетона по прочности, а в необходимых случаях по морозостойкости, водопроницаемости и т.п.

ПРИЛОЖЕНИЕ Ж

Определение расчетной высоты стеновой панели

Ж.1. Расчетную длину стен, имеющих жесткие горизонтальные опоры в уровне перекрытий, при расчете на внецентренное сжатие с учетом продольного изгиба определяют по формуле:

$$l_0 = H_0 \eta_p \eta_w \qquad (Ж.\ 1)$$

где H_0 – высота этажа в свету (между плитами перекрытий), м;

η_p – коэффициент, зависящий от жесткости узла сопряжения стен с перекрытиями и принимаемый равным:

0,8 – при жестких узлах;

1,0 – при шарнирных узлах;

0,9 – при платформенном опирании сборных плит перекрытий. При этом в случае одностороннего опирания плиты перекрытий должны быть заведены на стену не менее чем на 0,8t, где t – толщина стены.

В остальных случаях коэффициент η_p определяется методами строительной механики и принимается не менее 0,8.

η_w – коэффициент, учитывающий влияние стен перпендикулярного направления.

Закрепление простенков в местах их сопряжения со стенами перпендикулярного направления следует учитывать в случае, когда расстояние d между стенами, которые примыкают к простенку, не более $3H_0$, а расстояние от свободного края простенка до примыкающей к нему стены не более $1{,}5H_0$.

Коэффициент η_w в для указанных выше случаев следует определять по формуле:

$$\eta_w = \frac{d}{3H_0}\left(2 - \frac{d}{3H_0}\right) \qquad (Ж.\ 2)$$

а для участка между свободным краем простенка и примыкающей к нему стеной по формуле

$$\eta_w = \frac{2d}{3H_0}\left(2 - \frac{2d}{3H_0}\right), \qquad \text{(Ж. 3)}$$

где d – ширина рассматриваемого простенка (м).

В остальных случаях $\eta_w = 1{,}0$.

ПРИЛОЖЕНИЕ И

Учет частичного защемления опорных участков плит перекрытий

И.1. При расчетах плит перекрытий необходимо учитывать конструктивными мероприятиями образование опорных (отрицательных) моментов от частичного защемления сборных элементов плит в горизонтальных стыках после установки вышерасположенных панелей стен.

И.2. Отсутствие необходимости усиления опорных сечений определяется из условия:

$$M_{on} \le \overline{M}_{bt}, \qquad \text{(И. 1)}$$

где M_{on} – опорный момент от частичного защемления, Н·м;

$\overline{M}_{bt}$ – несущая способность нормального сечения плиты перекрытия на опорном участке, Н·м.

И.3. Опорный момент от частичного защемления определяется по формуле:

$$M_{on} = \frac{ql^2}{20}, \qquad \text{(И. 2)}$$

где q – постоянные и временные нагрузки на плиту перекрытия без учета собственного веса плиты, Н/мм.

l – пролет плиты, мм.

И.4. Несущая способность нормального сечения плиты определяется по формуле:

$$\overline{M}_{bt} = R_{bt} \cdot W_{pl}, \qquad \text{(И. 3)}$$

где $W_{pl} = 1.75 \cdot W_0$ – пластический момент сопротивления для нормального сечения плиты без учета арматуры для крайнего растянутого волокна, мм^3;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению по первой группе предельных состояний, МПа.

W_0 – упругий момент сопротивления для нормального сечения плиты без учета арматуры, определяемый согласно общим правилам сопротивления материалов для крайнего растянутого волокна, мм^3.

И.5. При несоблюдении условия И.1 необходимо обеспечить усиление опорной зоны плит перекрытий. Усиление выполняется путем установки дополнительной арматуры (отдельными стержнями или плоскими каркасами) в предварительно вскрытые пустоты многопустотных плит перекрытий с последующим замоноличиванием. Необходимо обеспечить требуемую зону анкеровки продольной арматуры верхней зоны для полноценного включения ее в работу.

Допускается в качестве конструктивных мероприятий усиления опорной зоны плит перекрытий использовать армированную бетонную стяжку по верху плиты толщина стяжки принимается не менее 40 мм.

Во всех случаях необходимо обеспечить требуемую анкеровку арматуры согласно указаний СП 63.13330.

И.6. Для опорных участков плит перекрытий, рассчитываемых на изгибающий момент от частичного защемления, также необходимо выполнять проверку наклонных сечений по прочности согласно указаниям СП 63.13330.

ПРИЛОЖЕНИЕ К

Расчет нагелей работающих на сдвиг в монолитных поясах соединяющих многопустотные плиты перекрытий со стенами

Рассматривается узел опирания многопустотных плит перекрытия на наружные стены. Перекрытия имеют арматурные выпуски, которые анкеруются в монолитном поясе. Растягивающие усилия, которые возникают в выпусках, воспринимаются монолитным поясом. Монолитный пояс передает эти усилия через нагели на стены. Нагели располагаются с шагом L. Монолитный пояс рассматривается как многопролетная неразрезная балка с равными пролетами L.

На рис. К.1 показана расчетная схема пояса.

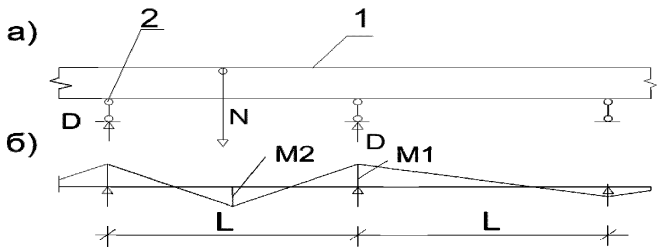


Рисунок К.1 – Расчетная схема монолитного пояса с нагелями:
1 – монолитный пояс; 2 – нагели.

Моменты на опоре и в пролете:

M1 =0,075 NxL;

M2 =0,175 NxL;

Усилие на нагель D ≈ N (принимается исходя из возможного расположения нагеля и связи);

N – усилие в связи (Н), соединяющей перекрытие с монолитным поясом. По М1, М2 подбирается армирование монолитного пояса.

Несущая способность нагеля на сдвиг определяется в соответствии с [12] и по формуле:

$D_u = 1{,}3d3\sqrt{R_b R_s}$,

где d – диаметр нагеля, мм;

R_b – расчетное сопротивление бетона на сжатие, МПа;

R_s – расчетное сопротивление бетона на растяжение, МПа.

Продольная арматура каркаса рассчитывается по моментам М1, М2.

ПРИЛОЖЕНИЕ Л

Определение податливости соединений элементов несущих конструкций

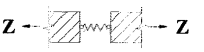
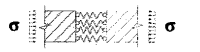
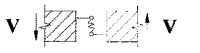
Л.1. Коэффициентом податливости соединения называется величина, численно равная деформации соединения, вызванной единичной сосредоточенной или распределенной силой.

Коэффициенты податливости при растяжении λ_t, сдвиге λ_τ и коэффициенты податливости перемычек при перекосе λ_{lin}, следует определять от действия сосредоточенных сил. Коэффициенты податливости при сжатии λ_c и повороте λ_φ следует определять от действия распределенных сил [10], [11].

Для соединений, имеющих несколько характерных стадий работы (например, до образования трещин в соединении и после), коэффициенты податливости (жесткости) следует принимать для каждой стадии дифференцированно. Деформации соединения в этом случае определяются как сумма деформаций от приращений усилий на отдельных этапах.

Основные виды соединений и размерность коэффициентов податливости приведены в таблице Л.1.

Таблица Л.1

Коэффициент податливости	Обозначение	Размерность	Схема соединения
При растяжении	λ_t	мм/Н (см/кгс)	
При сжатии	λ_c	мм^3/Н (см/кгс)	
При сдвиге	λ_{lin}	мм/Н (см/кгс)	
При повороте	λ_φ	1/МН (1/кгс)	

При соединении элементов системой связей следует различать следующие случаи их расположения: последовательное (Рисунок Л.1, а, б); параллельное (Рисунок Л.1, в, г); смешанное (Рисунок Л.1, д, е).

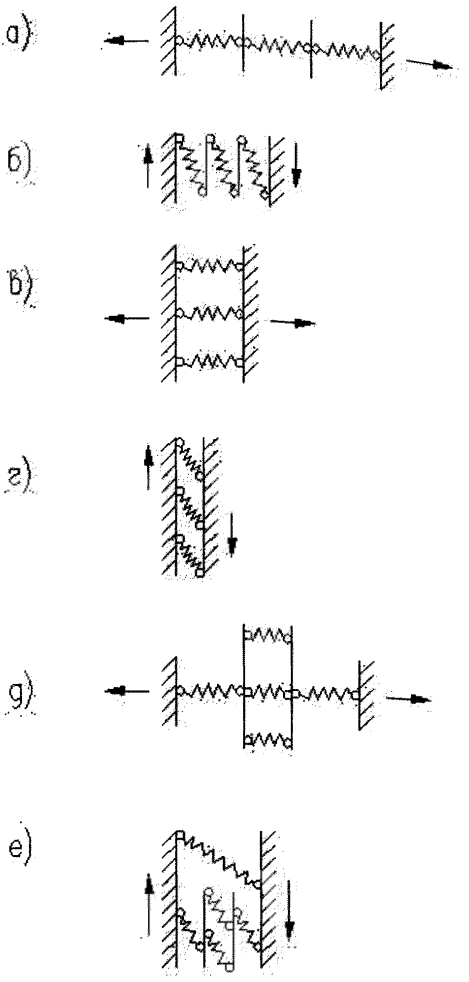


Рисунок Л.1 – Схема соединений: а, б — последовательные; в, г — параллельные; д, е — смешанные

Коэффициенты податливости λ соединения, состоящего из системы сосредоточенных связей, следует определять по формулам:

- для последовательно расположенных связей

$$\lambda = \sum_{i=1}^{n} \lambda_i \qquad (Л.1)$$

- для параллельно расположенных связей

$$\lambda = \frac{1}{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{\lambda_i}}. \qquad (Л.2)$$

В смешанном случае выделяют группы однородно расположенных связей. Для каждой из них вычисляют коэффициенты податливости, либо как для последовательно расположенных связей, либо как для параллельно расположенных.

Для определения коэффициента податливости соединения, имеющего сосредоточенные и распределенные связи, последние заменяют эквивалентными по жесткости сосредоточенными.

Л.2. Коэффициент податливости при растяжении λ_t соединения сборных элементов в виде сваренных между собой и замоноличенных бетоном арматурных выпусков следует определять по формуле

$$\lambda_t = \frac{2 a_{crc}}{\sigma_s}, \qquad (Л.3)$$

где a_{crc} – ширина раскрытия трещин (мм), нормальных к арматурной связи, вызванных растягивающими напряжениями в связи σ_s (МПа) и определяемая в соответствии с СП 63.13330.

Деформации растяжения связей в виде петлевых выпусков диаметром 8-12 мм, соединенных между собой скобами из арматурной стали и замоноличенных бетоном класса не ниже В15, допускается определять как для сварных связей, площадь которых соответствует площади поперечного сечения арматуры петлевого выпуска. Диаметр арматуры скобы должен быть при этом не менее диаметра петлевого выпуска.

Л.3. Коэффициент податливости при сжатии горизонтального растворного шва λ_m следует определять в зависимости от способа укладки и прочности раствора и среднего значения сжимающих напряжений в растворном шве σ_m.

При кратковременном сжатии для раствора прочностью на сжатие 1 МПа и более при толщине шва 10–20 мм коэффициент податливости растворного шва λ_m следует определять по формулам:

при $\sigma_m \le 1{,}15\, R_m^{2/3}$

$$\lambda_m = 1{,}5 \cdot 10^{-3} R_m^{-2/3} t_m, \qquad (Л.4)$$

при $2 R_m^{2/3} \ge \sigma_m > 1{,}15\, R_m^{2/3}$,

$$\qquad (Л.5)$$

где σ_m – среднее значение сжимающих напряжений в растворном шве, МПа;

R_m – кубиковая прочность раствора, МПа;

t_m – толщина растворного шва, мм;

λ_m – коэффициент податливости растворного шва при кратковременном сжатии, мм^3/Н.

При наличии скосов на торцах плит перекрытия, размеры опорных площадок, через которые передается нагрузка в платформенном стыке, следует принимать различными при расчете податливости платформенного стыка по верхнему и нижнему швам.

Коэффициенты податливости растворных швов при кратковременном сжатии при расчете на нагрузки, действующие на стадии эксплуатации здания, разрешается принимать по таблице Л.2.

Таблица Л.2

Среднее значение сжимающих напряжений в растворном шве σ_m, МПа	Коэффициент податливости растворного шва толщиной 20 мм при кратковременном сжатии λ_m (мм^3/Н) при кубиковой прочности раствора (МПа)				
	1	2,5	5	10	20
При $\sigma_m \le \sigma_1 = 1{,}15\, R_m^{2/3}$	0,03	0,016	0,01	0,0065	0,004
При $\sigma_1 < \sigma_m \le \sigma_2 = 2 R_m^{2/3}$	0,1	0,054	0,034	0,021	0,013

Для горизонтальных швов бетонирования стен (возведение стен на строительной площадке) из монолитного бетона классов В7,5–В15 коэффициент податливости при сжатии принимается равным для тяжелого бетона λ_m= 0,01 мм^3/Н.

При сжатии горизонтального растворного шва длительной нагрузкой коэффициент податливости следует определять по формуле

$$\lambda_{m,t} = \lambda_m (1 + \varphi_t) \qquad (Л.6)$$

где φ_t = 1,0 – характеристика ползучести шва.

К.4. Коэффициент податливости при сжатии λ_c (мм^3/Н) соединения элементов следует определять в зависимости от конструктивного типа стыка.

Для контактного горизонтального стыка, в котором сжимающую нагрузку передают через слой раствора толщиной не более 30 мм, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,con}$ (мм^3/Н) следует определять по формуле

$$\lambda_{c,con} = \lambda_m \frac{A}{A_{con}}, \qquad (Л.7)$$

где A – площадь горизонтального сечения стены в уровне расположения проемов, м^2;

A_{con} – площадь контактного участка стыка, через которую передается сжимающая нагрузка, м^2.

Для монолитного горизонтального стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через растворный шов в уровне верха перекрытия и слой бетона, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,mon}$ – определяют по формуле

$$\lambda_{c,mon} = \left(\lambda_m + \frac{h_{mon}}{E_{mon}} \right) \frac{A}{A_{mon}}, \qquad (Л.8)$$

где h_{mon} – высота (толщина) слоя бетона замоноличивания в стыке, мм;

E_{mon} – модуль деформации бетона (МПа) замоноличивания стыка следует определять:

- на стадии эксплуатации принимать начальный модуль упругости бетона замоноличивания стыка;

- в процессе монтажа принимать модуль деформации бетона замоноличивания стыка в зависимости от скорости изменения его прочностных и деформационных характеристик в процессе монтажа;

A_{mon} – площадь монолитного участка стыка (за минусом опорных участков перекрытий и других ослаблений сечения стыка), м^2;

Для платформенного горизонтального стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через опорные участки плит перекрытий и два растворных шва, уложенные между плитами перекрытий и соединяемыми элементами, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,pl}$ определяют по формуле

$$\lambda_{c,pl} = \left(\lambda'_m + \lambda''_m + \frac{h_{pl}}{E_{pl}} \right) \frac{A}{A_{pl}}, \qquad \text{(Л. 9)}$$

где λ'_m, λ''_m – коэффициенты податливости при сжатии соответственно верхнего и нижнего горизонтальных растворных швов;

h_{pl} – высота (толщина) опорной части плиты перекрытия, мм;

E_{pl} – начальный модуль упругости бетона опорной части плиты перекрытий, МПа;

A_{pl} – площадь платформенных участков стыка (м^2), через которые передаются сжимающие напряжения. При неодинаковых размерах опорных площадок вверху и внизу плиты перекрытия принимается их среднее значение. Заполнение пространства между плитами перекрытий («рюмка») в расчете податливости горизонтального стыка не учитывается.

Для платформенно-монолитного стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через платформенный участок площадью A_{pl} и монолитный участок площадью A_{mon}, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,pl,mon}$ определяют по формуле

$$\lambda_{c,pl,mon} = \frac{1}{\left(\frac{1}{\lambda_{c,pl}} + \frac{1}{\lambda_{c,mon}}\right)}, \qquad (Л.10)$$

где $\lambda_{c,pl}$, $\lambda_{c,mon}$ – коэффициенты податливости при сжатии соответственно монолитной и платформенной частей горизонтального стыка, мм^3/Н.

К.5. Коэффициент податливости при сдвиге λ_τ (мм/Н) соединения из двух сборных элементов принимается равным сумме коэффициентов податливости для сечений, примыкающих к каждому из соединяемых элементов.

Для бетонного шпоночного соединения из n_k однотипных шпонок коэффициент податливости при взаимном сдвиге сборного элемента и бетона замоноличивания $\lambda_{\tau,b}$ определяется по формуле

$$\lambda_{\tau,b} = \frac{l_{loc}\left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{mon}}\right)}{A_{loc}\, n_k}, \qquad (Л.11)$$

где l_{loc} – условная высота шпонки (мм), принимаемая при определении ее податливости при сдвиге равной 250 мм;

A_{loc} – площадь сжатия шпонки, через которую передается в соединении сжимающее усилие, мм^2;

E_b – модуль деформации бетона сборного элемента, МПа;

E_{mon} – модуль деформации бетона замоноличивания вертикального стыка, МПа.

Для армированного шпоночного соединения до образования в стыке наклонных трещин коэффициент податливости при сдвиге $\lambda_{\tau,s}$ следует определять, как для бетонного шпоночного соединения $\lambda_{\tau,b}$, а после образования наклонных трещин по формуле

$$\lambda_{\tau,s} = \lambda_{\tau,b} + \lambda_{\tau,m}, \qquad \text{(Л. 12)}$$

$\lambda_{\tau,m}$ – коэффициент податливости при сдвиге (мм/Н) для бесшпоночного соединения сборных элементов с помощью замоноличенных бетоном арматурных связей, определяемый по формуле

$$\lambda_{\tau,m} = \frac{6}{d_s n_s}\left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{mon}}\right), \qquad \text{(Л. 13)}$$

где d_s – диаметр арматурных связей между сборными элементами, мм;

n_s – количество арматурных связей между сборными элементами, шт;

Опертые по контуру панели перекрытий при платформенном стыке стеновых панелей могут рассматриваться как связи сдвига между стенами перпендикулярного направления. Для такой связи при марке раствора в швах не ниже М100 и деформациях сдвига не более 0,5 мм коэффициент податливости при сдвиге $\lambda_{\tau,pl} = 5 \cdot 10^{-6}$ мм/Н.

Определение податливости панелей плит перекрытий как связей сдвига между стенами поперечного направления допускается выполнять с использованием численных методов и расчетных моделей, позволяющих отразить действительную работу конструкций и их сопряжений.

Библиография

[1] Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. N 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»

[2] Федеральный закон от 23 ноября 2009 г. N 261-ФЗ «Об энергосбережении и о повышении энергетической эффективности и о внесении изменений в отдельные законодательные акты Российской Федерации»

[3] Федеральный закон от 22 июля 2008 г. N 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности»

[4] Градостроительный кодекс Российской Федерации от 29 декабря 2004 г. № 190-ФЗ

[5] СП 31-107-2004 Архитектурно-планировочные решения многоквартирных жилых зданий

[6] Пособие к СНиП 2.08.02-89 Проектирование предприятий общественного питания

[7] Проектирование предприятий розничной торговли. (Справочное пособие к СниП 2.08.02-89)

[8] Справочное пособие к СниП 2.08.02-89. Проектирование клубов

[9] Пособие по расчету крупнопанельных зданий, выпуск 1, характеристики жесткости стен, элементов и соединений крупнопанельных зданий. М. Стройиздат. 1974г.

[10] Пособие по проектированию жилых зданий выпуск 3, конструкции жилых зданий (к СниП 2.08.01-85) М. 1989г.

[11] ВСН 32-77 Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий ВСН 32-77. М. 1978.

[12] Железобетонные стены сейсмостойких зданий, исследования и основы проектирования М. Стройиздат. 1988 г.

УДК 721:725.4/5:69.032.22 ОКС 91.040.10.

Ключевые слова: ВЫСОТНЫЕ ЗДАНИЯ, ВЫСОТНЫЕ КОМПЛЕКСЫ, АРХИТЕКТУРНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ РЕШЕНИЯ, ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ РЕШЕНИЯ

gost.e-ecolog.ru