

УДК 69.04

ПРОДОЛЬНАЯ ЖЕСТКОСТЬ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТЫКОВ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

В.А. Рыбаков, А.А. Цветкова

*Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого,
г. Санкт-Петербург (Российская Федерация)*

Аннотация. В данном исследовании проводится анализ характера работы вертикального стыка стеновых панелей многоэтажных зданий в продольном направлении и приводятся зависимости для расчета соответствующей жесткости. Для анализа применяется численное моделирование методом конечных элементов в линейной постановке с использованием SCAD Office. В первой части статьи проводится сравнение жесткостей стыков с петлевой, прямой арматурой и без арматуры, делается вывод о необходимости включения арматуры в расчет при предположении, что бетон стыка не разрушается и полностью включается в работу. Во второй части определяется величины растягивающих усилий при постоянных, длительных (собственный вес, «полезная» нагрузка), кратковременных (ветровая) и особых (сейсмических) воздействиях, проводится сравнение значений полученных значений усилий с усилиями трещинообразования. Анализируются тестовые схемы этажностью 6, 12, 16 этажей. В третьей части сравниваются 2 варианта значений жесткостей: жесткость, полученная по зависимости, обычно используемой в практике проектирования и по вновь предложенной зависимости, их влияние на результаты расчета 5-ти этажного здания. По результатам расчета делается вывод о том, что значения напряжений, полученные по обычно используемой в практике проектирования зависимости, завышены, что приводит к неоправданному перерасходу материалов.

Ключевые слова: жесткость, крупнопанельные здания, вертикальный стык, сейсмическое воздействие, метод конечных элементов, упругая стадия.

Ссылка для цитирования: Рыбаков В.А., Цветкова А.А. Продольная жесткость вертикальных стыков стеновых панелей многоэтажных зданий // Инженерные исследования. 2023. №3 (13). С. 19-32. EDN: RBIKQZ.

LONGITUDINAL WALL PANEL VERTICAL JOINT STIFFNESS OF MULTI-STOREY BUILDINGS

V.A. Rybakov, A.A. Tsvetkova

Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University, St.Petersburg (Russian Federation)

Abstract. In this study the work in the longitudinal direction of the wall panel vertical joint of a multi-storey building is analyzed, relations for calculating longitudinal stiffness are given. Numerical modelling by finite element method in SCAD Office software is being used and the elastic stage of the work of the material is being considered for the analysis. In the first part of the article, the stiffness of vertical joints with loop, straight reinforcement and without reinforcement is compared, it is concluded whether including reinforcement in the calculation is necessary, assuming that the concrete of the joint does not collapse and fully perceives the load. In the second part, the values of tensile longitudinal forces in vertical joints from constant, long-term (dead load, actual load), short-term (wind) loads and seismic impact are defined. The obtained values of tensile forces are compared with the values leading to cracking of concrete. The test models with 6, 12, 16 floors are analyzed. In the third part, the two values for stiffness are compared: the value obtained by the relation commonly used in the design practice² and the value obtained by the proposed relation. The influence of these values of longitudinal stiffness on the results of the 5-storey panel building calculation is analyzed. It is concluded that the stresses in the model with the value of stiffness obtained by the relation commonly used in the design practice² are overestimated and lead to excess material consumption.

Keywords: stiffness, large-panel buildings, vertical joint, seismic impact, the finite element method, the elastic stage.

For citation: Rybakov V.A., Tsvetkova A.A. Longitudinal wall panel vertical joint stiffness of multi-storey buildings // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2023. No.3 (13). Pp. 19-32. EDN: RBIKQZ.

ВВЕДЕНИЕ

В практике расчетов крупнопанельных зданий принято моделировать вертикальные стыки стеновых панелей упругими связями. В SCAD Office это специальные конечные элементы КЭ-55 [1]. Использование данных элементов предполагает задание их жесткостей по направлениям X, Y, Z. (рис. 1).

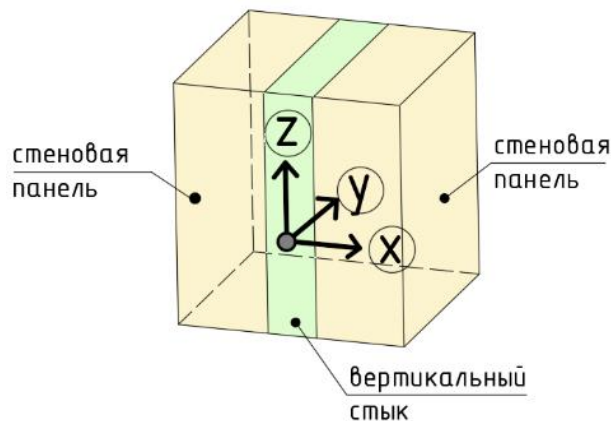


Рис. 1. Местная система координат вертикального стыка
Fig. 1. Local coordinate system of the vertical joint

Задание данных жесткостей регламентируется нормативными документами: СП 335.1325800.2017 «Крупнопанельные конструктивные системы», СТО 3655401-026-2012 «Рекомендации по расчету и конструированию жилых крупнопанельных домов с применением бесшовных вертикальных и горизонтальных стыков...», «Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий к СНиП 2.08.01-85».

Обзор русскоязычных [2-17] и иностранных [18-26] источников показал, что жесткость в направлении Z, рассчитанная по зависимостям нормативных документов, значительно занижена, для расчета жесткостей по направлению Y в нормативных документах указано только рекомендуемое значение 0,5 мм/м; для расчета жесткостей по направлению X в нормативных документах отсутствуют какие-либо рекомендации, а в практике проектирования для расчета жесткостей по данному направлению используются научно не обоснованные зависимости, например, в [27] используется модификация формулы (1). Ранее авторами данной статьи была обоснована возможность применения зависимости плоской задачи теории упругости для расчета жесткостей по направлениям Z, Y (в плоскости и из плоскости панелей) [28], а также получена формула для расчета жесткостей по направлению Z [29]. Настоящее исследование посвящено обоснованию методики расчета жесткостей по направлению X.

По состоянию на начало XXI века крупнопанельные здания рассчитывают в упругой стадии, и жесткость вертикального стыка по направлению X находят как обратную величину от перемещений от единичной силы по общеизвестному закону Гука, однако единого ответа на вопрос, включать в расчет бетон стыка, арматуру, или учитывать их совместную работу, пока нет. Поиск ответа на данный вопрос является предметом настоящего исследования.

Найдем значения перемещений от единичной силы и обратную им величину – жесткости, для двух вариантов: при учете работы только арматуры, перемещения будут найдены по формуле (1):

$$\Delta l_a = \frac{l}{2n \cdot k \cdot EA} \quad (1)$$

где l – длина стыка;

n – число петель на 1 метр по высоте стыка;

E – модуль упругости стали;

A – площадь арматурного стержня петли;

k – линейный размер конечного элемента.

При учете работы только бетона, формула для расчета перемещений примет вид (2):

$$\Delta l_{\sigma} = \frac{l}{EA} \quad (2)$$

где l – длина стыка;

n – число петель на 1 метр по высоте стыка;

E – модуль упругости бетона стыка;

A – площадь сечения бетона, сопротивляющаяся растяжению-сжатию, например, при толщине панели 0,16м и расстоянии между соседними упругими связями 0,3м (размер конечного элемента), площадь составит $0,3 \cdot 0,6 = 0,48 \text{ м}^2$;

k – линейный размер конечного элемента.

Вычислим продольные жесткости по зависимостям (1) и (2). Например, для стеновых панелей толщиной 0.16 метров при длине стыка 0.16м, размере конечного элемента 0.3м, шаге арматурных петель 0.25м и бетоне замоноличивания стыка В15 (без учета ползучести) значения жесткостей составят:

$$k_a = \frac{1}{\Delta l_a} = \frac{2 \cdot 4 \cdot 0,3 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot \left(\frac{3,14 \cdot 0,008^2}{4} \right)}{0,16} = 158256 \text{ кН / м}$$
$$k_{\sigma} = \frac{1}{\Delta l_{\sigma}} = \frac{0,048 \cdot 23500000}{0,16} = 7200000 \text{ кН / м}$$

Как видим, значения жесткостей, рассчитанные по формулам (1) и (2), отличаются почти в 50 раз, а в научной литературе и нормативных документах отсутствуют какие-либо рекомендации по применению каждой из этих формул, в связи с чем была сформулирована цель настоящего исследования: обоснование области применения формулы (2), учитывающей, как и в предыдущих работах авторов [28, 29], работу бетона стыка, для расчета продольных жесткостей вертикальных стыков крупнопанельных зданий, в том числе при сейсмических воздействиях.

Основными вопросами, на которые предстоит ответить в рамках данной цели, являются:

1. Определить степень влияния арматурных петель на перемещения в стыке от единичной силы и, следовательно, необходимость включения их в расчет при использовании формулы (2).

2. Определить величины растягивающих напряжений в вертикальных стыках при постоянных, длительных, кратковременных нагрузках и сейсмических воздействиях, и понять, достигают ли растягивающие напряжения значений, при которых в бетоне возникают трещины, и бетон выключается из работы.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ СТЕПЕНИ ВЛИЯНИЯ АРМАТУРНЫХ ПЕТЕЛЬ НА ПРОДОЛЬНОЮ ЖЕСТКОСТЬ ВЕРТИКАЛЬНОГО СТЫКА

Для решения данной задачи воспользуемся методом конечных элементов в линейной постановке: замоделируем в SCAD Office стык вместе с частью бетона панели высотой, равной расстоянию между арматурными выпусками, в трех вариантах: с арматурными выпусками в виде петель, с прямой арматурой и без арматуры и рассчитаем перемещения в данных схемах от нагрузки 100кН (рис. 2, 4, 6). Жесткостные характеристики схемы: арматура Ø8 (петли лежат в разных плоскостях), бетон панели В25, бетон замоноличивания стыка В15. Бетон был замоделирован объемными конечными элементами-призмами и кубами со стороной ребра 20мм, арматура моделировалась стержневыми конечными элементами круглого сечения с модулем упругости $2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$. Высота модели равна расстоянию между арматурными петлями по высоте стыка. Результаты расчета представлены на рисунках 3, 5, 7 и в табл. 1.

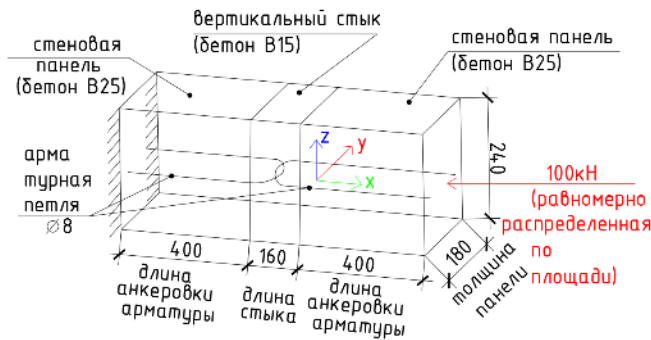


Рис. 2. Расчетная схема стыка с петлевой арматурой
 Fig. 2. Design scheme of the joint with loop reinforcement

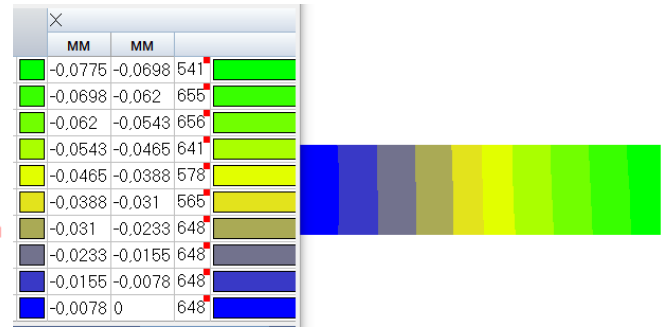


Рис. 3. Перемещения по X в схеме с петлевой арматурой
 Fig. 3. Displacement along X axis in the scheme with loop reinforcement

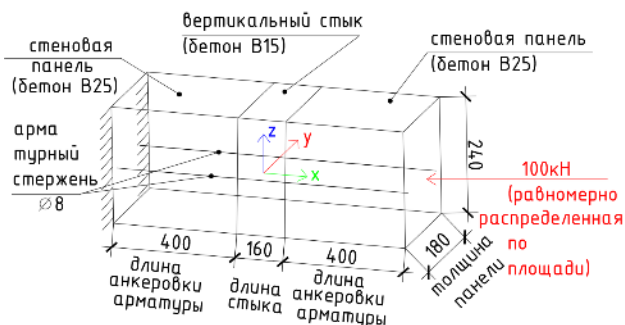


Рис. 4. Расчетная схема стыка с прямой арматурой
 Fig. 4. Design scheme of the joint with straight reinforcement

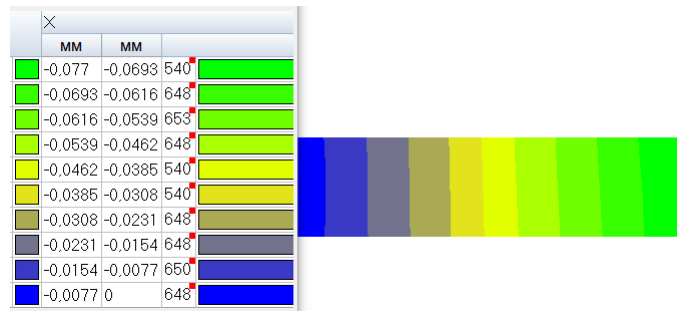


Рис. 5. Перемещения по X в схеме с прямой арматурой
 Fig. 5. Displacement along X axis in the scheme with straight reinforcement

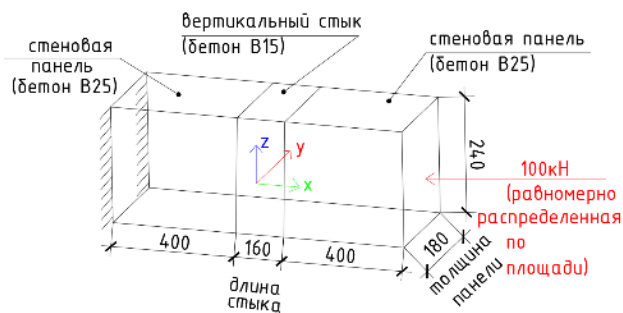


Рис. 6. Расчетная схема стыка без арматуры
 Fig. 6. Design scheme of the joint without reinforcement

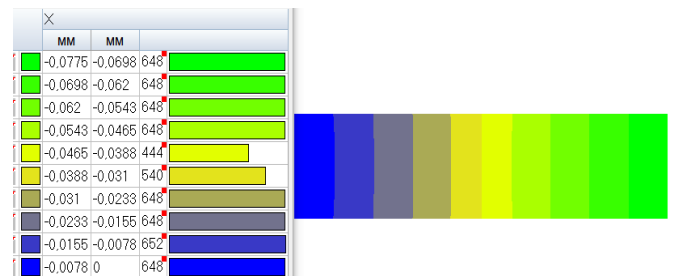


Рис. 7. Перемещения по X в схеме без арматуры
 Fig. 7. Displacement along X axis in the scheme without reinforcement

Таблица 1. Перемещения в модели и ее жесткость в схемах с петлевой, прямой арматурой и без арматуры
 Table 1. Displacements in the model and its stiffness in the schemes with loop, straight reinforcement and without reinforcement

№п/п	Схема	Перемещения, мм	Жесткость, Н/м · 10 ⁶	Δ, %
1	С петлевой арматурой	0,0775	1,290	0
2	С прямой арматурой	0,0770	1,299	0,7
3	Без арматуры	0,0775	1,290	0

В результате сравнения перемещений установлено, что наличие арматуры в стыке не влияет на результат расчета жесткости.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИН ПРОДОЛЬНЫХ УСИЛИЙ В ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТЫКАХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ ПРИ ПОСТОЯННЫХ, ДЛИТЕЛЬНЫХ И КРАТКОВРЕМЕННЫХ НАГРУЗКАХ И СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Для решения данной задачи, как и предыдущей, будем использовать метод конечных элементов в линейной постановке. Замоделируем в SCAD Office 3 тестовые схемы со следующими параметрами: высота этажа – 3 м, шаг поперечных стен – 3 м, количество пролетов, как в продольном, так и в поперечном направлении – 3, количество этажей в схемах – 6, 12, 16. Выбор такой этажности был обусловлен ограничениями табл. 6.1. СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах». Для сейсмичности 7 баллов максимальная этажность составляет 16 этажей, для сейсмичности 9 баллов – 12 этажей. Внешний вид расчетных схем представлен на рис. 8. Жесткостные характеристики схем следующие: фундаментная плита 0,6м, перекрытия 0,22м, стеновые панели 0,18м. Общий вид расчетных схем представлен на рисунке ниже (рис. 8.) Особенности данных расчетных схем было то, что с целью определения напряжений в вертикальных стыках по направлению X, панели соединялись между собой стержневыми конечными элементами – стержнями Ø10мм (рис. 9), для которых можно получить продольные усилия N.

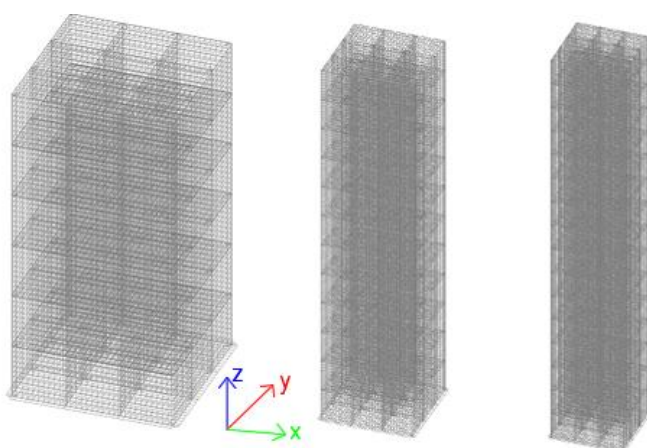


Рис. 8. Общий вид тестовых расчетных схем.
Fig. 8. The overall view of the test design schemes

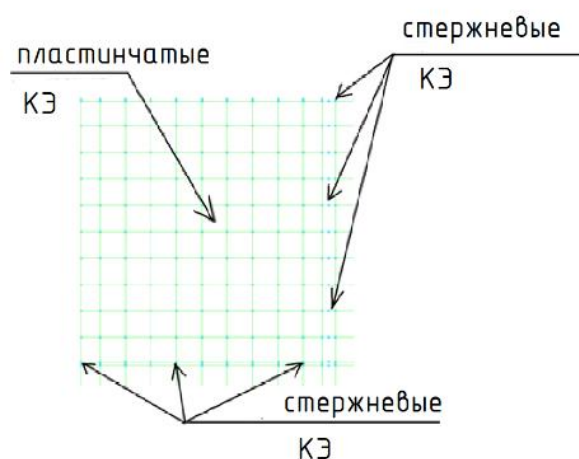


Рис. 9. Особенности тестовых расчетных схем
Fig. 9. Features of test calculation schemes

Были заданы нагрузки: собственный вес стен и удвоенный собственный перекрытий, имитирующий «полезную» нагрузку, ветровая нагрузка по СП 20.13330.2016. Сейсмическое воздействие было задано 7, 8, 9 баллов для схем 6 и 12 этажей, 7 баллов для схемы 16 этажей, как максимально возможные для данной этажности. Результаты расчета усилий в стержнях от нагрузки от собственного, в том числе удвоенного для перекрытий, веса, от ветровой нагрузки, от сейсмической нагрузки были сведены в таблицу 2. Результаты расчета усилий в графическом виде представлены на рисунках 10-12. Рисунки а) – усилия от ветровой нагрузки б) – усилия от 7-балльного сейсмического воздействия в) – усилия от 8-балльного сейсмического воздействия г) – усилия от 9-балльного сейсмического воздействия.

Сравним значения полученных растягивающих усилий с усилиями трещинообразования. Напряжение, при котором происходит трещинообразование в бетоне В25 – 1,55МПа, соответственно, усилие трещинообразования найдется по формуле 8.2.13 СП 63.13330.2018(3):

$$N_{cr} = R_{bt,ser} \cdot b \cdot h \quad (3)$$

где $R_{bt,ser}$ – сопротивление осевому растяжению для бетона В25 для предельных состояний второй группы;

b – ширина панели;

h – расстояние между упругими связями по высоте (размер пластинчатого конечного элемента стеновой панели).

$$N_{cr} = 1,55 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,18 = 83,7 \text{ кН}$$

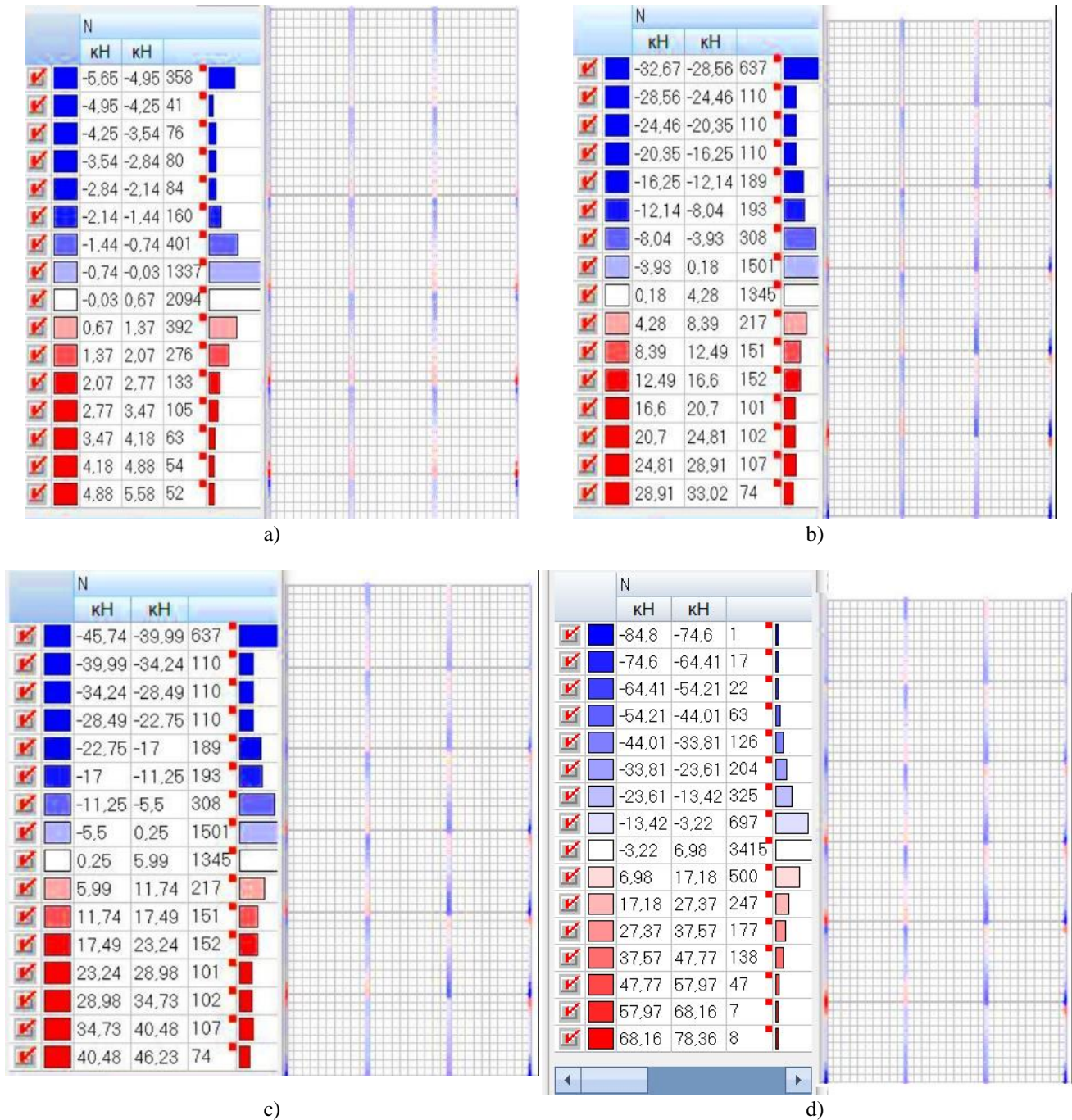
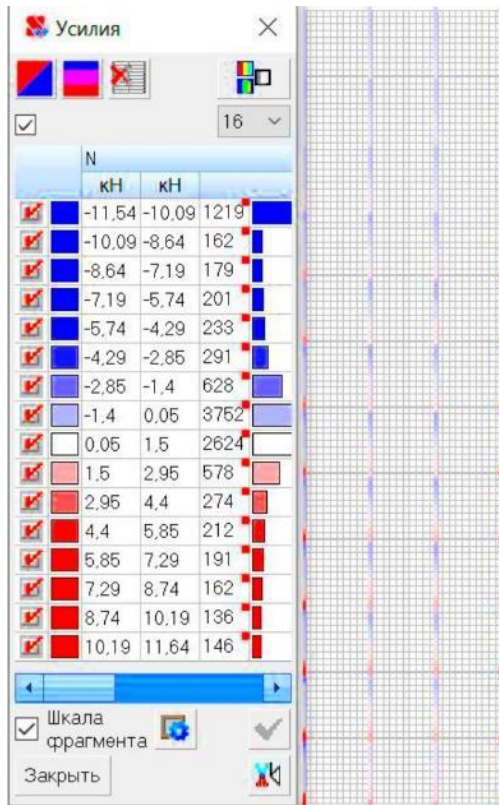


Рис. 10. Продольные усилия в вертикальных стыках для тестовой схемы 6 этажей:

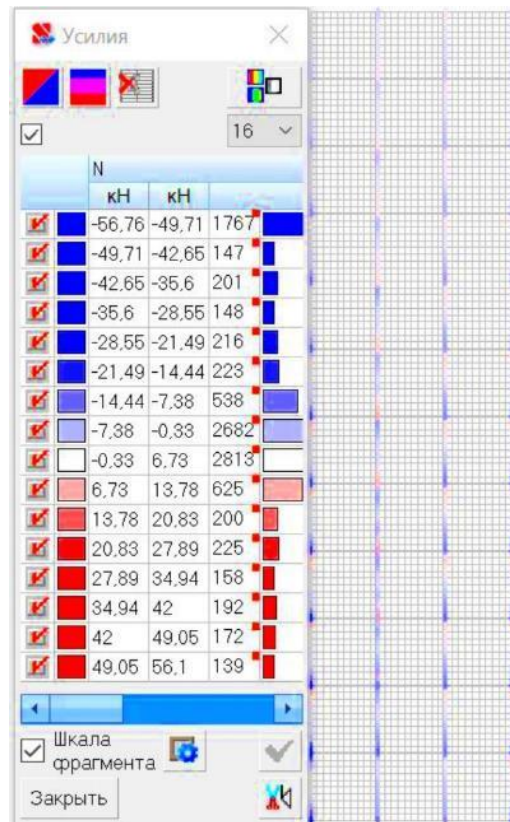
а – от ветровой нагрузки; б – от 7-балльного сейсмического воздействия;

с – от 8-балльного сейсмического воздействия; д – от 9-балльного сейсмического воздействия

Fig. 10. Longitudinal forces in vertical joints for the 6-floor scheme: а – from wind load; б – from 7-point seismic impact; с – from 8-point seismic impact; д – from 9-point seismic impact



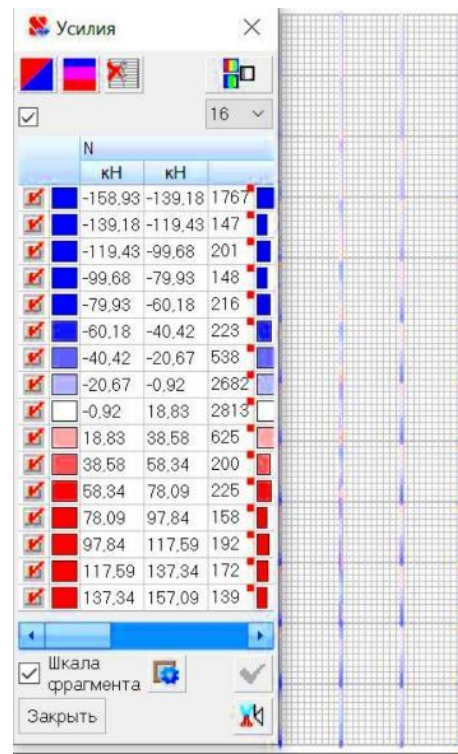
a)



b)



c)



d)

Рис. 11. Продольные усилия в вертикальных стыках для тестовой схемы 12 этажей:

a – от ветровой нагрузки; b – от 7-балльного сейсмического воздействия;

c – от 8-балльного сейсмического воздействия; d – от 9-балльного сейсмического воздействия

Fig. 11. Longitudinal forces in vertical joints for the 12-floor scheme: a – from wind load; b – from 7-point seismic impact; c – from 8-point seismic impact; d – from 9-point seismic impact

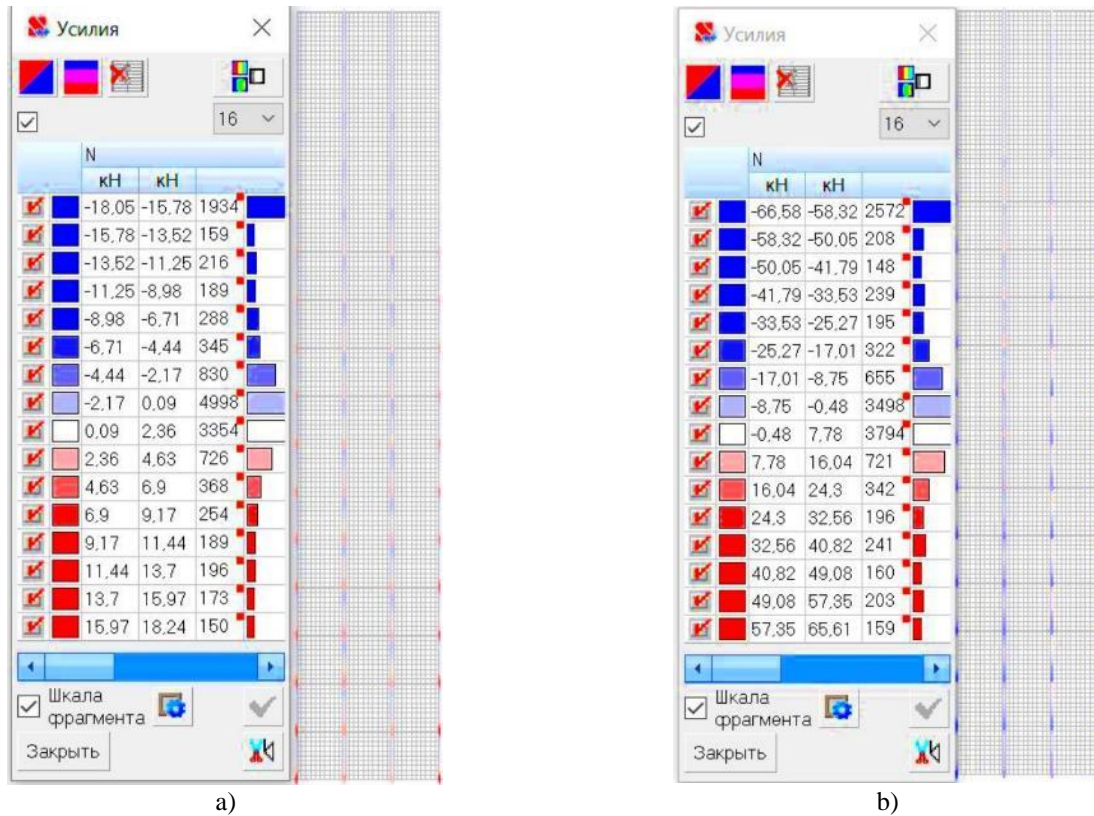


Рис. 12. Продольные усилия в вертикальных стыках для тестовой схемы 16 этажей:

а – от ветровой нагрузки; б – от 7-балльного сейсмического воздействия

Fig. 12. Longitudinal forces in vertical joints for the 16-floor scheme: a – from wind load; b – from 7-point seismic impact

Таблица 2. Продольные усилия в стыках для тестовых схем 6,12,16 этажей

Table 2. Longitudinal forces in the joints for the 6,12,16 floor test schemes

№ п/п	Этаж-ность	Нагрузка (воздействие)	Максимальные растягивающие усилия, кН	Усилие трещинообразования, кН	Факт превышения усилия трещинообразования		
1	6	Собственный вес стен и удвоенный вес перекрытий	10,09	83,7	нет		
		Ветровая	5,58		нет		
		Сейсмическое 7 баллов	33,02		нет		
		Сейсмическое 8 баллов	46,23		нет		
		Сейсмическое 9 баллов	78,36		нет		
2	12	Собственный вес стен и удвоенный вес перекрытий	15,91		83,7	нет	
		Ветровая	11,64			нет	
		Сейсмическое 7 баллов	56,1			нет	
		Сейсмическое 8 баллов	78,55			нет	
		Сейсмическое 9 баллов	157,09			да	
3	16	Собственный вес стен и удвоенный вес перекрытий	16,12			83,7	нет
		Ветровая	18,24				нет
		Сейсмическое 7 баллов	65,61				нет
		Сейсмическое 8 баллов					Не допускается нормами
		Сейсмическое 9 баллов					

Как видно из табл. 2, усилие трещинообразования в бетоне вертикального стыка превышено только для 12-этажной тестовой схемы при сейсмическом воздействии 9 баллов. В остальных случаях растягивающее усилие на арматуру не передается и для расчета жесткости вертикального в продольном направлении допустимо использование формулы (2).

ОБСУЖДЕНИЕ

Проверим, как отражается применение жесткостей упругих связей, рассчитанных по зависимостям (1) и (2) на результатах расчета здания средней этажности методом конечных элементов в линейной постановке. В SCAD Office была задана схема 5-ти этажного крупнопанельного здания со стыками панелей на петлевых выпусках, размеры здания в осях 40x14м. К зданию были приложены регламентированные СП 20.13330.2016 – постоянные, длительные, кратковременные (табл. 3). Общий вид расчетной схемы представлен на рис. 13. Жесткостные характеристики схемы: толщина стеновых панелей 0.16м, толщина перекрытий 0.16м, бетон панелей и перекрытий В25.

Таблица 3. Таблица нагрузок и воздействий
Table 3. Table of loads and impacts

№ п/п	Наименование	Расчетное значение
1	Нагрузка от собственного веса железобетонных конструкций	Интерактивная
2	Нагрузка от собственного веса фасадных конструкций	0.62кПа
3	Нагрузка от собственного веса остекления	1.06кН/м
4	Нагрузка от собственного веса вентиляционных блоков	2.12кН/м
5	Нагрузка от собственного веса кровли	2.14кПа
6	Нагрузка от собственного веса полов	2.01 кПа
7	Нагрузка от перегородок	0.64кН/м
8	Нагрузка от активного давления грунта обратной засыпки	Трапециевидная от 35.65кПа в нижней точке до 11.28кПа в верхней точке
9	Равномерно распределенная нагрузка с нормативным значением до 2,0кПа	1.95кПа – для квартир 0.91кПа – для технического подполья
10	Равномерно распределенная нагрузка с нормативным значением от 2,0кПа	2.40кПа – для инженерно-технических помещений подвала 3.60 кПа – для общих зон 4.80 кПа – для балконов квартир на участке 0,8м вдоль ограждения балконов
11	Снеговая нагрузка	5.61кПа – для основной части покрытия 8.44кПа – в зоне снеговых мешков 4.40кПа – для покрытия ЛУ
12-15	Ветровая нагрузка по 4м взаимноисключаемым направлениям	В соответствии с СП.20.13330.2016
16	Сейсмическое воздействие	9 баллов, коэффициенты – в соответствии с СП 14.13330.2018

Было проведено сравнение динамических характеристик здания, а также напряжений, возникающих при сейсмическом воздействии 9 баллов, в стеновых панелях для схем с жесткостями, рассчитанными по формулам (1) и (2).

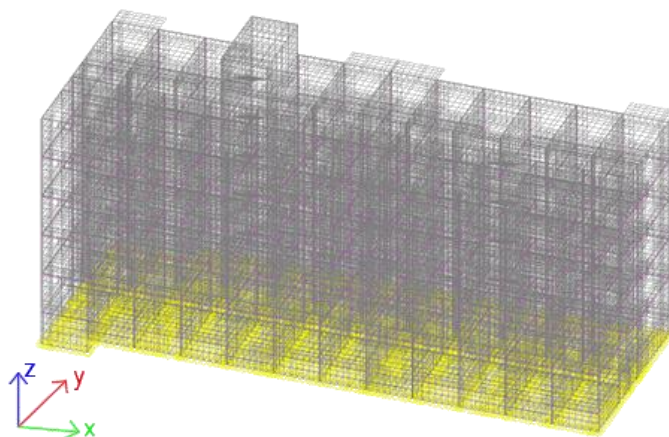


Рис. 13. Общий вид расчетной схемы
Fig. 13. General view of the calculating scheme

Результаты расчета динамических характеристик схемы представлены на рисунках 14, 15.

Загружение		Номер формы	Собственное значение	Частота		Период	Модальные массы (%)		
				рад/сек	Гц		X	Y	Z
16	Модальный анализ	1	0,159	6,309	1,004	0,996	0,02	60,223	0,222
		2	0,091	10,982	1,748	0,572	45,765	0,082	1,31
		3	0,088	11,309	1,8	0,556	16,002	0	0,319
		4	0,06	16,806	2,675	0,374	4,324	0,332	94,13
		5	0,047	21,35	3,398	0,294	28,188	0	3,655
		6	0,044	22,912	3,647	0,274	0	0,136	0
		7	0,041	24,193	3,851	0,26	0	0,707	0
		8	0,038	26,462	4,212	0,237	0	37,226	0,153
		9	0,034	29,217	4,65	0,215	0,019	0,011	0
		10	0,033	29,915	4,761	0,21	0	0,195	0
Сумма модальных масс							94,319	98,912	99,789

Рис. 14. Динамические характеристики схемы с жесткостью вертикальных стыков по X 158256 кН/м
Fig. 14. Dynamic characteristics of the model with the longitudinal stiffness of vertical joints 158256 кН/м

Загружение		Номер формы	Собственное значение	Частота		Период	Модальные массы (%)		
				рад/сек	Гц		X	Y	Z
16	Модальный анализ	1	0,158	6,309	1,004	0,996	0,021	60,224	0,222
		2	0,091	11,012	1,753	0,571	50,055	0,082	1,427
		3	0,088	11,409	1,816	0,551	11,56	0	0,224
		4	0,059	16,81	2,675	0,374	4,338	0,332	94,17
		5	0,047	21,379	3,403	0,294	28,501	0	3,598
		6	0,044	22,917	3,647	0,274	0	0,137	0
		7	0,041	24,197	3,851	0,26	0	0,711	0
		8	0,038	26,464	4,212	0,237	0	37,227	0,153
		9	0,034	29,285	4,661	0,215	0,014	0,013	0
		10	0,033	29,928	4,763	0,21	0	0,191	0
Сумма модальных масс							94,489	98,918	99,795

Рис. 15. Динамические характеристики схемы с жесткостью вертикальных стыков по X 7200000 кН/м
Fig. 15. Dynamic characteristics of the model with the longitudinal stiffness of vertical joints 7200000 кН/м

Из сравнения видно, что с увеличением значений жесткостей вертикальных стыков возрастает техническая частота здания, что должно привести к увеличению отклика здания на сейсмическое воздействие.

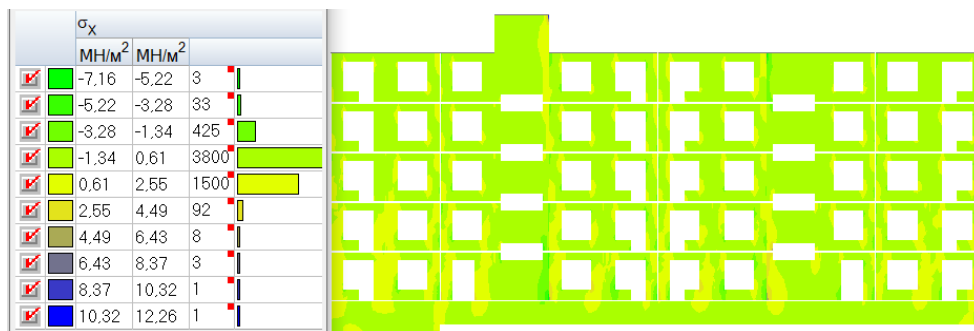


Рис. 16. Напряжения σ_x при сейсмическом воздействии при продольной жесткости вертикальных стыков 158256кН/м

Fig. 16. The σ_x stress from seismic impact in the scheme with longitudinal stiffness of vertical joints 158256 кН/м



Рис. 17. Напряжения σ_x при сейсмическом воздействии при продольной жесткости вертикальных стыков 7200000кН/м

Fig. 17. The σ_x stress from seismic impact in the scheme with longitudinal stiffness of vertical joints 7200000 кН/м

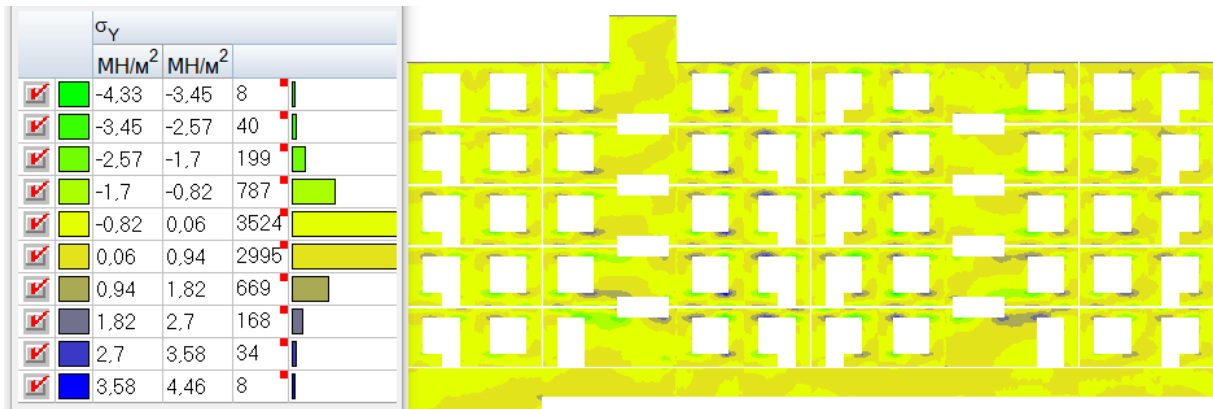


Рис. 18. Напряжения σ_y при сейсмическом воздействии при продольной жесткости вертикальных стыков 158256кН/м

Fig. 18. The σ_y stress from seismic impact in the scheme with longitudinal stiffness of vertical joints 158256 kN/m

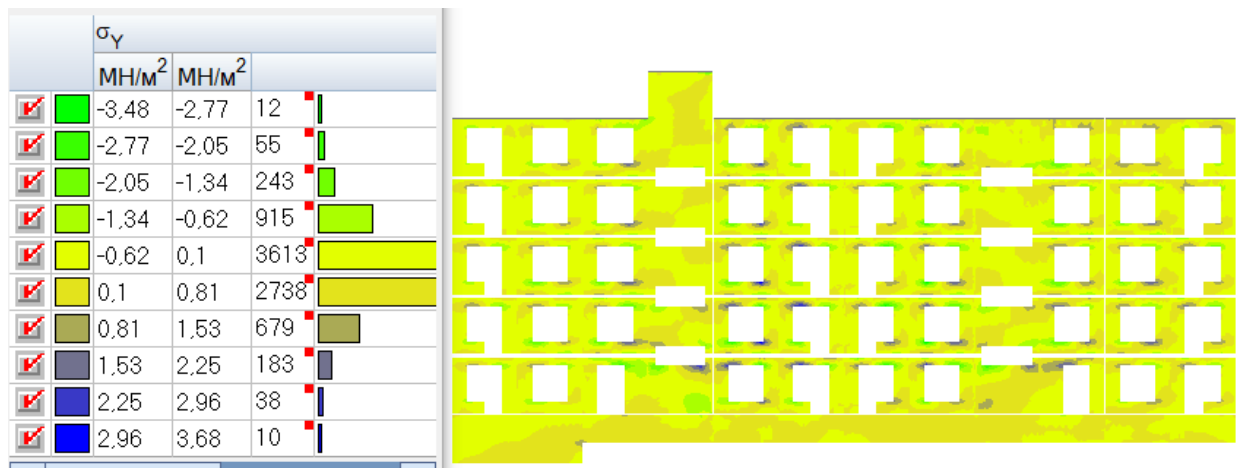


Рис. 19. Напряжения σ_y при сейсмическом воздействии при продольной жесткости вертикальных стыков 7200000кН/м

Fig. 19. The σ_y stress from seismic impact in the scheme with longitudinal stiffness of vertical joints 7200000 kN/m

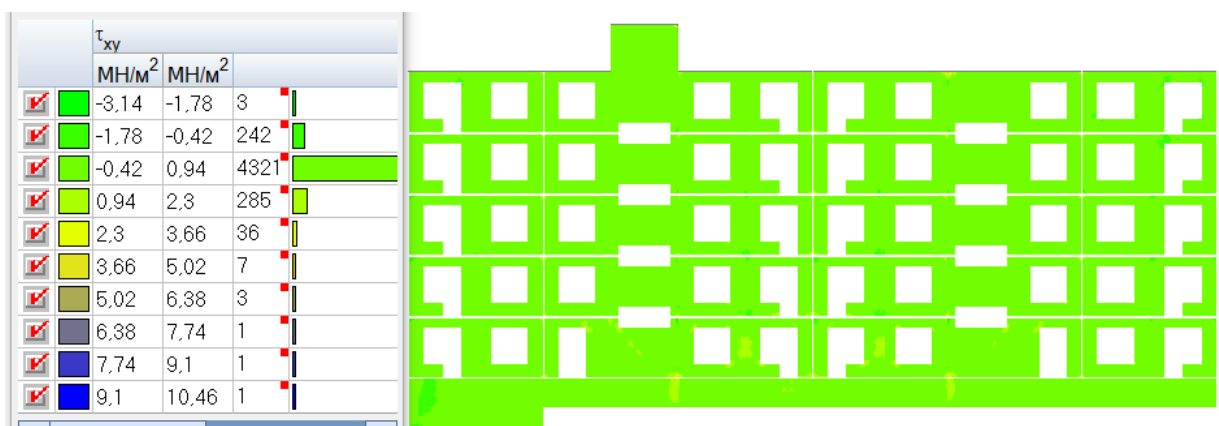


Рис. 20. Напряжения τ_{xy} при сейсмическом воздействии при продольной жесткости вертикальных стыков 158256кН/м

Fig. 20. The τ_{xy} stress from seismic impact in the scheme with longitudinal stiffness of vertical joints 158256 kN/m

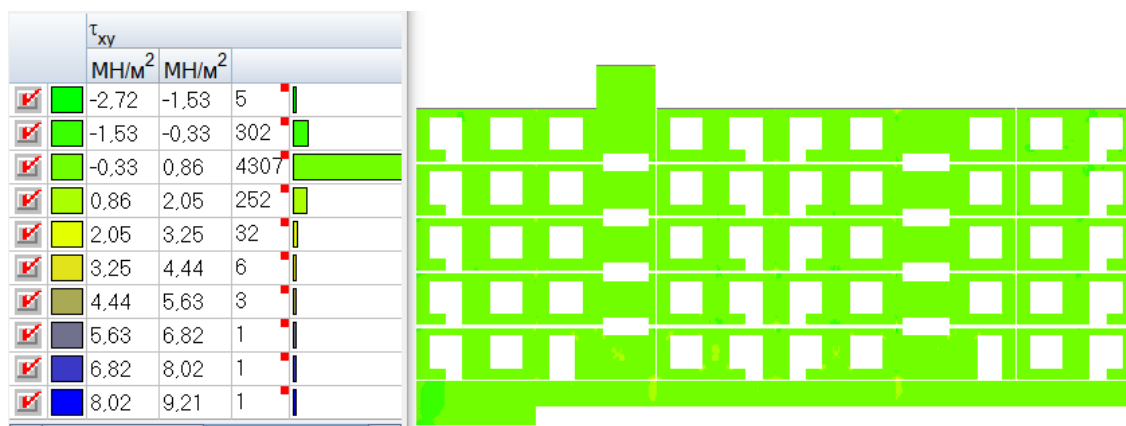


Рис. 21. Напряжения τ_{xy} при сейсмическом воздействии при продольной жесткости вертикальных стыков 7200000кН/м

Fig. 21. The τ_{xy} stress from seismic impact in the scheme with longitudinal stiffness of vertical joints 7200000 kN/m

Результаты расчета были сведены в табл. 4.

Таблица 4. Напряжения в наружной стене по оси D от сейсмического воздействия 9 баллов

Table 4. Stresses in the outer wall along D-axis from 9 point seismic impact

№ п/п	Компонент напряжения	Максимальное значение, МПа		Δ , %
		При жесткости 158256кН/м	При жесткости 7200000кН/м	
1	σ_x «+»	12,26	10,80	13,52
2	σ_x «-»	-7,16	-6,56	9,15
3	Σy «+»	4,46	3,68	21,20
4	Σy «-»	-4,33	-3,48	24,43
5	τ_{xy} «+»	10,46	9,21	13,57
6	τ_{xy} «-»	-3,14	-2,72	15,44

Для сравнения, приведем значения напряжений при данных значениях жесткостей для статической нагрузки от собственного веса конструкций (табл.5).

Таблица 5. Напряжения в наружной стене по оси D от собственного веса конструкций

Table 5. Stresses in the outer wall along D-axis from dead load

№ п/п	Компонент напряжения	Максимальное значение, МПа		Δ , %
		При жесткости 158256кН/м	При жесткости 7200000кН/м	
1	σ_x «+»	1,18	1,29	-8,53
2	σ_x «-»	-2,41	-2,32	3,88
3	Σy «+»	0,80	0,794	0,76
4	Σy «-»	-0,89	-0,89	0,00
5	τ_{xy} «+»	1,30	1,29	0,78
6	τ_{xy} «-»	-1,88	-1,80	4,44

ВЫВОДЫ

1. Предложено использование формулы для расчета продольных жесткостей вертикальных стыков крупнопанельных зданий и определены области ее применения.
2. Обосновано, что при расчете жесткостей по предложенной формуле арматуру стыка включать в расчет не требуется.
3. Обосновано, что растягивающие усилия в вертикальном стыке при применении бетона В25 не превышают, в том числе при сейсмических воздействиях, значений усилий трещинообразования в бетоне, за исключением 9-балльного сейсмического воздействия для здания 12 этажей.
4. Показано, что для зданий средней этажности при 9-балльном сейсмическом воздействии значения напряжений, полученные для расчетных схем с продольными жесткостями упругих связей, рассчитанными по формуле (1), завышены в среднем на 16%, что приводит к перерасходу материалов.

5. Показано, что при статических нагрузках для зданий средней этажности значения напряжений, полученные для расчетных схем с продольными жесткостями упругих связей, рассчитанными по формуле (1), практически не отличаются от значений напряжений в схемах с жесткостями упругих связей, рассчитанным по предложенной зависимости.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. SCAD office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++ / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Малайренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер, С.Ю. Фиалко. М.: Издательство «СКАД СОФТ». 2015. 848 с.
2. Блажко В.П. Об определении податливости связей при формировании расчетных моделей панельных зданий // Жилищное строительство. 2017. № 3. С. 17-21. EDN: YHZFAN.
3. Водопьянов Р.Ю. Моделирование и расчет крупнопанельных зданий в ПК Лира-САПР 2017 // Жилищное строительство. 2017. №3. С. 42-48. EDN: YHZFCV.
4. Грановский А.В., Доттуев А.И., Смирнов В.А. Экспериментально-теоретические исследования прочности и деформативности контактно-платформенных стыков крупнопанельных зданий // Строительные конструкции, здания и сооружения. 2016. №12. С. 65-70. EDN: XISJCI.
5. Губченко В.Е. Работа с инструментом «Стык» ПК Лира-САПР // Жилищное строительство. 2018. №3. С. 30-35. EDN: YVXFU.
6. Данель В.В. Жесткости стыков железобетонных элементов, пересекаемых стержнями, при растяжении и сдвиге // Строительство и реконструкция. 2014. №6 (56). С. 25 -29. EDN: TCWPXN.
7. Данель В.В. Определение жесткостей платформенных стыков // Жилищное строительство. 2012. № 2. С. 32-35. EDN OWJHYX.
8. Данель В.В. Параметры 3D стержней, моделирующих стыки в конечно-элементных моделях // Жилищное строительство. 2012. №5. С. 22-27.
9. Данель В.В. Совершенствование конструкций и расчетных схем крупнопанельных зданий // Жилищное строительство. 2014. № 5. С. 55-59. EDN SFMQUD.
10. Дербенцев И.С., Карякин А.А., Тарасов М.В., Попп П.В. Исследование усилий в вертикальных шпоночных стыках крупнопанельного здания в процессе возведения // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». 2020. Т.20, №1. С. 24-33. EDN: BIJCDP.
11. Дербенцев И.С. Тарасов М.В., Карякин А.А. Натурные испытания вертикальных шпоночных стыков железобетонных стеновых панелей с петлевыми гибкими связями на сдвиг // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». 2021. Т.21. №3. С. 13-22. EDN: FQWZWI.
12. Каргина Е.Е., Чубаров В.Е. Анализ существующих методов оценки податливости связей крупнопанельных зданий // Молодой исследователь Дона. 2017. №5(8). С.64-71. EDN: ZMQMGX.
13. Конотоп Л. В. Платформенные стыки в многоэтажных зданиях с использованием многопустотных плит безопалубочного формования // Современные методы расчетов и обследований железобетонных и каменных конструкций: материалы 68-й студенческой научно-технической конференции, 15 мая 2012. Минск: БНТУ, 2012. С. 95-100.
14. Коянкин А.А., Митасов В.М. О применимости двучленного закона трения Дерягина к вопросам совместного деформирования разновозрастных бетонов в сборно-монолитных конструкциях // Инженерный вестник Дона. 2021. № 9(81). С. 278-291. EDN DOOZKP.
15. Коянкин А.А., Митасов В.М., Цхай Т.А. Совместность деформирования сборного тяжёлого и монолитного лёгкого бетонов // Инженерно-строительный журнал. 2018. № 8(84). С. 162–172.
16. Модин А.К., Сергеев М.С., Лисятникова М.О., Суханов А.А. Анализ работы вертикального стыка монолитного шпоночного соединения двух железобетонных панелей с использованием гибкой стержневой арматуры // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2019. № 2. С. 33-38. DOI 10.12737/article_5c73fbfe576a47.59051268. EDN YXMXNB.
17. Соколов Б.С., Никитин Г.П. Усиление платформенных стыков панелей крупнопанельных зданий // Жилищное строительство. 2014. №5. С. 52-53. EDN: SFMQTJ.
18. Aparup V., Kumar S., Meher P. Modelling of wall panels and vertical joints between them for pushover analysis of a precast wall type building // Journal of Structural Engineering (Madras). 2020. No.47 (4). Pp. 295-307.
19. Allan B.F., Chen S.K., Henry R.S., Ingham J.M. Experimental Testing of Concrete Panel Connections // The New Zealand Concrete Industry Conference 2012, Claudelands, Hamilton 11-13 October.
20. Robert L., Vollum A. Investigation of headed bar joints between precast concrete panels // Structural Engineering & Mechanics. 2013. No.10. DOI: 10.12989/sem.2013.48.2.221
21. Burley J., Faitotoa T., Pouya S., Richard S. Out-of-plane behaviour of connections between precast concrete panels and their foundations // The New Zealand Concrete Industry Conference. October, 2014. Pp. 1-8.
22. Malakhova A, Davletbaeva D. The consideration of compliance of structural joints in calculation of large panel buildings // E3S Web of Conferences. 2019. No.4010. Pp. 1-10. https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199704010
23. Fischinger M., Faijar P., Capuder F. Earthquake resistance of the «SCT» large panel building system // Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 1987. No.20(4). Pp. 281-289. DOI: 10.5459/bnzsee.20.4.281-289

24. Shuvalov A., Gorbunov I., Kovalev M., Faizova A. Experimental studies of compliance of vertical joints used in construction of high-rise panel buildings// MATEC Web of Conferences. 2018. No.02049. Pp. 1-8.

25. Yang X., Xiaoyoung L., Minliang X., Zhen P., Junfeng C. Jinhong L. Simplified Analytical Methods for Prefabricated Concrete Wall Panel Building System with Alveolar-Type Joints // Buildings. 2023. No.13 (5). Pp. 1177. DOI: 10.3390/buildings13051177

26. Xuhong Z., Tianxiang X., Jiepeng L., Xuanding W. Seismic performance of concrete-encased column connections for concrete filled thin-walled steel tube piers // Engineering Structures. 2022. No.269(2). P. 114803.

27. Расчетно-пояснительная записка ООО «Т-Консульт» по объекту: Трехсекционный жилой дом №1 по адресу: Московская область, Люберецкий район, п. Томилино, микрорайон Птицефабрика.2016.

28. Рыбаков В.А., Цветкова А.А. Жесткость вертикальных шпоночных стыков железобетонных стеновых панелей на сдвиг в плоскости и из плоскости панелей до момента трещинообразования // Неделя науки ИСИ: Сборник материалов Всероссийской конференции, Санкт-Петербург, 03-09 апреля 2023. Том Часть 2. Санкт-Петербург: СПбПУ, 2023. С. 376-378. EDN WGHACX.

29. Цветкова А.А. Жесткость стыков сборных железобетонных стеновых панелей на сдвиг в их плоскости до момента трещинообразования // Инженерные исследования. 2022. №4(9). С. 26-33. EDN: HYZLEU.

ОБ АВТОРАХ

Владимир Александрович Рыбаков – к.т.н., доцент ВШПГиДС ИСИ, Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: fishermanoff@mail.ru

Анна Андреевна Цветкова – студент магистратуры, Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: annatsvetkova2014@mail.ru

ABOUT THE AUTHORS

Vladimir A. Rybakov – Ph.D. assistant professor of Higher School of Industrial, Road and Civil Engineering of Peter the Great St Petersburg Polytechnic University, 195251, Russia, Saint-Petersburg, Polytechnicheskaya st., 29. E-mail: fishermanoff@mail.ru

Anna A. Tsvetkova – the Master degree student Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St.Petersburg, Polytechnicheskaya st., 29. E-mail: annatsvetkova2014@mail.ru