


Госстрой России  
Научно-инженерный центр «Безопасность сооружений»

"УТВЕРЖДАЮ"

Директор  
Научно-инженерного центра  
"Безопасность сооружений"  
Я.М. Айзенберг  
г. Москва

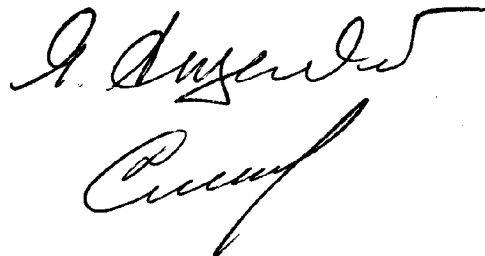


НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ  
**ОТЧЕТ**

Техническое исследование базовых условий  
применения стеклопластиковой арматуры в  
качестве гибких связей в трехслойных  
утепленных стенах зданий, строящихся в  
сейсмических районах.

Договор № 8/00 от 6 июля 2000г.  
Руководитель темы:

Я.М. Айзенберг



Отв. исполнитель:

В.И. Смирнов

Москва 2000г.

**СПИСОК ИСПОЛНИТЕЛЕЙ**

1. Я.М.Айзенберг – рук. темы, д.т.н., профессор
2. В.И.Смирнов - ответственный исполнитель, к.т.н.
3. А.А.Бубис - исполнитель, инженер
4. Е.Ф.Будко - исполнитель, экономист

## СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
1. ВВЕДЕНИЕ.....	5
2. ТРЕХСЛОЙНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПАНЕЛИ.....	6
3. КАМЕННО-МОНОЛИТНЫЕ ЗДАНИЯ С МНОГОСЛОЙНЫМИ СТЕНАМИ.....	6
3.1. Преимущества несущей системы в виде многослойных стен.....	7
3.2. Основные положения расчета каменно-монолитных зданий. Расчетная динамическая модель.....	8
3.3. Совместность деформирования слоев.....	9
4. ПРИМЕНЕНИЕ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ В КАЧЕСТВЕ МЕЖСЛОЕВЫХ СВЯЗЕЙ КАМЕННО- МОНОЛИТНЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ.....	10
4.1. Исходные данные.....	10
4.2. Компьютерное моделирование и расчет необходимого количества стеклопластиковой арматуры.....	16
4.2.1. Определение количества связей из условия прочности на сжатие в уровне 1-го этажа.....	31
4.2.2. Определение количества связей из условия прочности на растяжение в уровне 1-го этажа.....	33
4.2.3. Определение количества связей из условия прочности на срез в уровне 1-го этажа.....	34
4.2.4. Определение величины анкерной заделки из условия предотвращения отрыва внешнего кирпичного слоя.....	35
4.3. Проверка устойчивости СПА четырехслойных стен при действии сейсмической нагрузки.....	36
4.4. Проверка несущей способности связей на изгиб.....	37

<b>5.</b>	<b>РЕКОМЕНДАЦИИ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ МНОГОСЛОЙНЫХ КАМЕННО-МОНОЛИТНЫХ СТЕН С ГИБКИМИ СВЯЗЯМИ ИЗ СПА.....</b>	<b>38</b>
<b>6.</b>	<b>НЕКОТОРЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ИЗ РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КАМЕННО-МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ.....</b>	<b>39</b>
<b>6.1.</b>	<b>Общие положения.....</b>	<b>39</b>
<b>6.2.</b>	<b>Основные требования к объемно-планировочным решениям каменно-монолитных зданий.....</b>	<b>39</b>
<b>7.</b>	<b>ВЫВОДЫ.....</b>	<b>41</b>
	<b>ЛИТЕРАТУРА.....</b>	<b>42</b>

## 1. ВВЕДЕНИЕ

Данный отчет выполнен по договору №8/00 на основании технического задания от 06.07.2000 г., выданного Бийским заводом стеклопластиков.

**Тема работы** – теоретическое исследование базовых условий применения стеклопластиковой арматуры в качестве гибких связей в трехслойных утепленных стенах зданий, строящихся в сейсмических районах.

### **Объекты исследований:**

- гибкие связи на основе арматуры Бийского завода стеклопластиков по Техническому свидетельству № ТС-07-0200-99 от 27.12.99 г. (Технические условия ТУ 2296-001-20994511);

- трехслойные железобетонные панели с толщиной утеплителя (пенополистерола или минераловатных плит) в диапазоне от 50 до 200 мм;

- трехслойные стены из штучных материалов с толщиной утеплителя в диапазоне от 50 до 200 мм.

### **Исходные данные:**

"Рекомендации по применению стеклопластиковой арматуры (СПА) в качестве гибких связей трехслойных каменных стен (2296-001-20994511 РП1), г.Екатеринбург", 1999 г.

"Рекомендации по применению стеклопластиковой арматуры в качестве гибких связей трехслойных стеновых панелей", СГУПС, г.Новосибирск, 1998 г.

"Рекомендации по проектированию зданий с повышенным сопротивлением теплопередаче для строительства в сейсмических районах Бурятии", ЦНИИСК им. Кучеренко, Москва, 2000 г.

### **Технические требования.**

В результате работы в соответствии с техническим заданием должно быть представлено:

- удельное расчетное количество связей на один квадратный метр многослойной стены, в зависимости от толщины утеплителя, с учетом сейсмического воздействия на стены;

- наиболее рациональные схемы взаимного расположения связей с учетом возможного повышения жесткости распорок при сжатии за счет повышения их диаметра;

- наиболее рациональные схемы анкеровки связей, позволяющие включить ресурсы, возникающие за счет дополнительного армирования бетона в зоне контакта его с гибкими связями.

## **2. ТРЕХСЛОЙНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПАНЕЛИ**

Нормы проектирования СНиП П-7-81\* «Строительство в сейсмических районах» не регламентируют возможность применения трехслойных железобетонных панелей с внутренним теплоизоляционным слоем в сейсмических районах. Проектирование этих конструкций ведется согласно требованиям СНиП "Бетонные и железобетонные конструкции", без учета применения панелей в особых условиях. В литературных источниках отсутствуют экспериментальные данные по испытаниям на сейсмические нагрузки трехслойных панелей такого типа. Учитывая, что исходной информации недостаточно, поэтому предварительно может быть рекомендовано применение трехслойных железобетонных панелей с внутренним теплоизоляционным слоем в сейсмических районах лишь в качестве навесных.

Заключение о возможности использования трехслойных железобетонных панелей с внутренним теплоизоляционным слоем в сейсмических районах может быть дано только на основе результатов натурных испытаний.

Что касается схем расположения гибких связей в стеновой панели, то их установка может быть выполнена согласно "Рекомендаций по применению стеклопластиковой арматуры (СПА) в качестве гибких связей трехслойных каменных стен (2296-001-20994511 РП1), г.Екатеринбург", как для несейсмических районов.

## **3. КАМЕННО-МОНОЛИТНЫЕ ЗДАНИЯ С МНОГОСЛОЙНЫМИ СТЕНАМИ.**

Применение в сейсмических районах трехслойных стен, состоящих из двух слоев каменной кладки и внутреннего слоя из эффективного утеплителя (так называемой колодцевой кладки) не допускается. В связи с этим, при проектировании теплоэффективных многослойных стен рекомендуется применять следующие ограждающие конструкции.

Научно-инженерный центр "Безопасность сооружений" разработал конструктивную систему несущих стен зданий для районов с высокой сейсмической опасностью (до 10 баллов), которые обладают высокой сейсмической надежностью.

Несущие стены состоят из трех или четырех слоев. Внутренний несущий слой выполняется из железобетона, а в некоторых случаях (невысокая сейсмическая опасность, наличие сейсмоизоляции) - из бетона. В случае необходимости, выполняется дополнительный внутренний слой из теплоизоляционного материала.

Два наружных слоя выполняются из пустотелого или обычного кирпича, либо из бетонных блоков, либо из ракушечника, либо из сырцового кирпича.

Такие стеновые системы, при правильном проектировании, могут обладать весьма высокой сейсмостойкостью, что подтверждается не только теоретическими соображениями, но и опытом сильных землетрясений.

### **3.1. Преимущества несущей системы в виде многослойных стен**

1. Система обладает высокой сейсмостойкостью.
2. Многослойные стены позволяют использовать местные строительные материалы. Это позволяет использовать систему не только в городах, но и сельских местностях.
3. Существенно сокращается расход стали и цемента в сравнении с каркасными зданиями. Стоимость стен снижается на 20-25% в сравнении со стенами каркасных зданий.
4. Отсутствует необходимость в опалубке для бетонирования каркаса или монолитных стен.
5. Внутренний бетонный слой в значительной степени предохраняется от действия высоких или низких температур во время бетонирования наружными слоями.
6. Отсутствует необходимость в создании базы стройиндустрии, как в случае крупнопанельных зданий. Система удобна в условиях индивидуального строительства.
7. Система дает значительные возможности архитекторам, являясь пластичной, гибкой, с архитектурно-планировочной точки зрения.
8. Система обеспечивает высокие теплоизоляционные свойства и, таким образом, позволяет сокращать энергозатраты в сравнении с другими системами при отсутствии специальных затрат.
9. Стены данной системы обладают высокими звукоизоляционными свойствами.
10. Наружные слои выполняются обычно из материалов более мягких, чем бетон, что представляет известные удобства для жильцов с точки зрения установки шурупов, гвоздей и других крепежных деталей.

Опыт строительства и поведения зданий во время землетрясения показывает, что данное конструктивное решение отличается целым рядом достоинств.

Во-первых, можно возводить каменные дома высотой 9 этажей и более с отделкой фасадов "под расшивку" швов.

Во-вторых, расчетная схема характерна предельной четкостью, так как нагрузки - сейсмические горизонтальные и вертикальные - воспринимаются монолитными железобетонными диафрагмами. В диафрагмах применяется арматурная сталь малых диаметров (5-10 мм); равномерное ее расположение по длине и высоте всех стен здания обеспечивает эффективную работу несущих конструкций.



В-третьих, возможно возведение сейсмостойких зданий повышенной этажности с применением монолитного железобетона без металлической опалубки. Поэтому такие здания можно строить хозяйственным способом, что особенно важно в условиях значительного наращивания объемов жилищного строительства.

В-четвертых, улучшаются санитарно-гигиенические условия проживания благодаря хорошему влажностному режиму, теплозащите и звукоизоляции квартир.

Следует отметить, что в каменно-монолитных зданиях имеются резервы несущей способности. Прежде всего, в учете пространственной работы всех стен здания, так как железобетонные диафрагмы находятся во всех продольных и поперечных стенах (замкнутый контур всех стен), диафрагмы разного направления соединяются между собой с установкой в углах и пересечениях стен дополнительной арматурой.

Кроме того, в "запас" толщины железобетонных диафрагм по их сечению принимаются несколько повышенное конструктивное армирование, что в целом повышает несущую способность здания.

И, наконец, ввиду того, что сцепление между стенами и бетоном диафрагм весьма высоко, несущая способность здания на восприятие сейсмических нагрузок повышается благодаря участию в работе кладки стен.

### **3.2. Основные положения расчета каменно-монолитных зданий.**

#### **Расчетная динамическая модель.**

Прочность и устойчивость каменно-монолитных зданий в продольном и поперечном направлениях обеспечивается пространственной работой железобетонных диафрагм, выполненных в опалубке из каменных стен. В уровне перекрытий устраиваются железобетонные пояса. Многопустотные панели перекрытий замоноличиваются в поясах и между собой заливкой швов, создают жесткий диск. Простенки соединяются между собой железобетонными перемычками.

Расчетная динамическая модель здания для определения динамических характеристик представляет собой защемленную в основании консоль с сосредоточенными в уровнях перекрытий нагрузками, вызывающими инерционную силу.

При расчете зданий используется расчетная схема в виде системы, образованной несущими вертикальными элементами (простенками) и надпроёмными перемычками.

Несущие железобетонные диафрагмы каменно-монолитных зданий при расчете на ЭВМ (простенки и перемычки) моделируются конечными элементами стержня со сдвиговой жесткостью или оболочечными элементами.

Данная расчетная схема позволяет выполнить расчет несущей системы здания с учетом изгибной и сдвиговой жесткости основных несущих элементов.

### 3.3. Совместность деформирования слоев

Конструктивные мероприятия и технология производства работ должна обеспечивать совместность работы всех слоев каменно-монолитной стены. При расчете на сейсмические воздействия каменно-монолитных зданий в расчет вводится приведенный модуль деформации стены определенный по формуле:

$$E_{red} = \frac{E_b t_{bw} \varphi_{b1} + E_{kl} t_{klw}}{t_{tw}}$$

где:  $E_b$  - модуль упругости бетона стены;

$t_{bw}$  - толщина железобетонного слоя стены;

$\varphi_{b1}$  - коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона, принимается по п. 4.24. СНиП 2.03.01.-84<sup>x</sup> "Бетонные и железобетонные конструкции";

$E_{kl}$  - модуль деформации кладки определяется по формуле п. 3.22 б СНиП 11-22-81 "Каменные и армокаменные конструкции";

$t_{klw}$  - толщина 2-х слоев каменной кладки.

$t_{tw}$  - толщина приведенной стены.

$$E_{kl} = 0,9 E_{kl}^0$$

Для всех видов кладки модуль упругости определяется по п. 3.20 СНиП 11-22-81.

#### 4. ПРИМЕНЕНИЕ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ В КАЧЕСТВЕ МЕЖСЛОЕВЫХ СВЯЗЕЙ КАМЕННО-МОНОЛИТНЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

При действии сейсмических сил на каменно-монолитные стены с стеклопластиковыми стержнями в качестве межслоевых связей, возникающие усилия, в основном, воспринимаются монолитным слоем их железобетона. СПА работает лишь на усилия, передаваемые с внешнего облицовочного слоя на несущий железобетонный слой, ввиду динамического характера действия сейсмических сил. Учитывая это, представляется целесообразным определять удельное количество СПА из условий сопротивления связей растяжению и сжатию, проверяя полученный результат на сопротивление срезу и прочность анкерных соединений.

##### 4.1. Исходные данные СПА

Характеристики СПА для расчета напряженно-деформированного состояния связей приведены в табл. 4.1-4.3.

##### Деформационные характеристики СПА

Таблица 4.1

Наименование характеристики	Обозначение	Единица измерения	Расчетное значение
Модуль упругости при растяжении	$E_{cp}$	МПа	50000
Модуль ползучести при растяжении	$E_{cp}(t)$	МПа	40000
Модуль упругости при сжатии	$E_{cc}$	МПа	30000
Модуль ползучести при сжатии	$E_{cc}(t)$	МПа	24000
Относительная деформация при разрыве	$\varepsilon_{cp}$	%	2,8
Коэффициенты Пуассона	$\nu_{xz} = \nu_{xy}$	безразмерн.	0,27
	$\nu_{zx} = \nu_{yx}$	безразмерн.	0,07
	$\nu_{yz} = \nu_{xz}$	безразмерн.	0,40.
Коэффициент линейного расширения	$\alpha_{ст} 10^5$	$K^{-1}$	0,60
Коэффициент теплопроводности	$\lambda_c$	Вт/(м*К)	0,48

### Расчетные значения предельных характеристик СПА Ø7,5 мм

Таблица 4.2

Вид разрушающего воздействия	Браковочные минимумы [F]сi, кН (кгс) или [R]сi, МПа, (кгс/см <sup>2</sup> )	Нормативные усилия F <sub>сin</sub> кН (кгс) или сопротивления R <sub>сin</sub> , МПа, (кгс/см <sup>2</sup> )	Расчетные значения усилия Fсi кН (кгс) или сопротивления Rсi, МПа, (кгс/см <sup>2</sup> )
Растяжение	[F] <sub>ср</sub> =39,25 (4000)	F <sub>срп</sub> =36,70 (3740)	F <sub>ср</sub> =28,25 (2875)
	[R] <sub>ср</sub> = 1000 (10195)	R <sub>срп</sub> =935 (9515)	R <sub>ср</sub> =720 (7320)
Изгиб	[F] <sub>си</sub> =1,52 (155)	F <sub>син</sub> =1,42 (145)	F <sub>си</sub> =1,10 (111)
	[R] <sub>си</sub> =1305 (13325)	R <sub>син</sub> = 1220 (12450)	R <sub>си</sub> =940 (9575)
	[R] <sub>сг</sub> =22,5 (230)	R <sub>сгп</sub> =21,0(215)	R <sub>сг</sub> = 16,0 (165)
Сжатие	[F] <sub>сс</sub> =13,35 (1360)	F <sub>ссп</sub> =12,45 (1270)	F <sub>сс</sub> =9,60 (980)
	[R] <sub>сс</sub> =340 (3465)	R <sub>ссп</sub> =320 (3240)	R <sub>сс</sub> =245 (2490)
Срез поперек волокон	[R] <sub>сг</sub> =215 (2190)	R <sub>сгп</sub> =200 (2050)	R <sub>сг</sub> =155 (1575)

Примечания: 1 Общий индекс i объединяет частные индексы p, и, с, q, т.

2 Браковочные минимумы при растяжении и изгибе необходимо контролировать по методикам, приведенным в ТУ 2296-001 -20994511.

### Расчетные значения предельных характеристик СПА Ø5,5 мм

Таблица 4.3

Вид разрушающего воздействия	Браковочные минимумы [F]сi или [R]сi	Нормативные усилия F <sub>сin</sub> или сопротивления R <sub>сin</sub>	Расчетные значения усилия Fсi или сопротивления Rсi
Растяжение	[F] <sub>ср</sub> =21,50 кН (2200 кгс)	F <sub>срп</sub> =20,10кН (2050 кгс)	F <sub>ср</sub> =15,45 кН (1575 кгс)
	[R] <sub>ср</sub> = 1000 МПа (10195 кгс/см <sup>2</sup> )	R <sub>срп</sub> =935 МПа (9515 кгс/см <sup>2</sup> )	R <sub>ср</sub> =720 МПа (7320 кгс/см <sup>2</sup> )
Изгиб	[F] <sub>си</sub> =0,83 кН (85 кгс)	F <sub>син</sub> =0,77 кН (80 кгс)	F <sub>си</sub> =0,59 кН (61,50 кгс)
	[R] <sub>си</sub> =1305 МПа (13325 кгс/см <sup>2</sup> )	R <sub>син</sub> = 1220 МПа (12450 кгс/см <sup>2</sup> )	R <sub>си</sub> =940 МПа (9575 кгс/см <sup>2</sup> )
	[R] <sub>сг</sub> =22,5 МПа (230 кгс/см <sup>2</sup> )	R <sub>сгп</sub> =21,0 МПа (215 кгс/см <sup>2</sup> )	R <sub>сг</sub> = 16,0 МПа (165 кгс/см <sup>2</sup> )
Сжатие	[F] <sub>сс</sub> =7,20 кН (740 кгс)	F <sub>ссп</sub> =6,80 кН (690 кгс)	F <sub>сс</sub> = 5,20 кН (530 кгс)
	[R] <sub>сс</sub> =340 МПа (3465 кгс/см <sup>2</sup> )	R <sub>ссп</sub> =320 МПа (3240 кгс/см <sup>2</sup> )	R <sub>сс</sub> =245 МПа (2490 кгс/см <sup>2</sup> )
Срез поперек волокон	[R] <sub>сг</sub> =215 МПа (2190 кгс/см <sup>2</sup> )	R <sub>сгп</sub> =200 МПа (2050 кгс/см <sup>2</sup> )	R <sub>сг</sub> =155 МПа (1575 кгс/см <sup>2</sup> )

Примечания: 1 Общий индекс i объединяет частные индексы p, и, с, q, т.

2 Браковочные минимумы при растяжении и изгибе необходимо контролировать по методикам, приведенным в ТУ 2296-001-20994511.

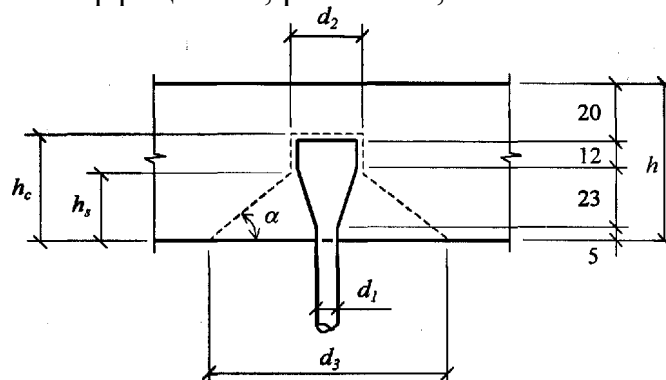
Расчетные характеристики узла сцепления СПА Ø7,5 мм с бетоном (усилия при отрыве СПА из бетона) приведены в табл. 4.4.

**Расчетные характеристики анкерного узла.**

Таблица 4.4

Вид бетона	Класс бетона	Глубина анкеровки $h_c$ , мм	Значение выдергивающего усилия кН (кгс)	
			Нормативные значения	Расчетные значения
Тяжелый	B15	40	4,25 (435)	2,85 (290)
		60	6,50 (665)	4,35 (445)
		80	9,75 (995)	6,50 (665)
	B20	40	5,10(520)	3,40 (345)
		60	7,95 (810)	5,30 (540)
		80	11,65(1185)	7,75 (790)
	B25	40	5,90 (600)	3,90 (400)
		60	9,25 (945)	6,15 (630)
		80	13,25 (1360)	8,85 (905)
	B30	40	6,65 (680)	4,45 (450)
		60	10,50 (1070)	7,00 (715)
		80	14,90 (1520)	9,95 (1010)
	B35	40	7,35 (750)	4,90 (500)
		60	11,70(1190)	7,80 (795)
		80	16,35 (1665)	10,90(1110)
	B40	40	8,00(815)	5,35 (545)
		60	12,85(1310)	8,55 (875)
		80	17,75 (1805)	11,80(1205)

Нормативные и расчетные значения прочности анкеровки арматуры в легком бетоне классов по прочности на сжатие B15 и B20 можно принимать по табл. 4.4 с учетом понижающего коэффициента, равного 0,8.



**Рис. 4.1 Схема работы анкерного узла на отрыв (выдергивание)**

Кратковременно действующие на СПА факторы и коэффициенты условий работы СПА при их воздействии приведены в табл. 4.5.

**Факторы и значения коэффициентов, учитывающих условия работы СПА.**

Таблица 4.5

Учитываемые факторы	Коэффициенты условий работы стержней из СПА	
	условное обозначение	Числовое значение
1. Нахождение СПА в нейтральной среде - в воде или над её поверхностью	$У_{с1}$	0,95
2. Нахождение СПА в щелочной среде с $pH=12$ или в кислой среде при $pH=5$	$У_{с2}$	0,94
3. Нахождение СПА в бетоне в процессе тепловлажностной обработки по схеме 2+3+6+2 с прогревом до 80 °С	$У_{с3}$	0,93
4. Нахождение СПА без бетона или в бетоне в условиях замораживания - оттаивания (морозостойкость по стандартной программе до 150 циклов)	$У_{с4}$	0,94
5. Разрушение СПА при кратковременной выдержке при напряжениях более 65... 70 % от разрушающего усилия	$У_{с5}$	0,65

$U_{с6}$  - коэффициент старения, учитывающий влияние длительного воздействия на стеклопластиковую арматуру среды влажного бетона или раствора. Значения коэффициента  $U_{с6}$  для конкретных климатических условий работы и срока эксплуатации 50 лет приведены в табл. 4.6.

**Коэффициент условий работы  $U_{с6}$**

Таблица 4.6.

Характеристика климатического района по ГОСТ 16350-80	Эквивалентная температура при энергии активации $E=21,2$ ккал/моль	Коэффициент старения при сроке эксплуатации $\tau=50$ лет
1 Очень холодный	282	0,825
2 Холодный	278	0,892
3 Арктический влажный	271	0,951
4 Умеренно холодный	284	0,776
5 Умеренный	284,5	0,762
6 Умеренно влажный	284	0,776
7 Умеренно теплый	287	0,675
8 Умеренно теплый влажный	284	0,776
9 Умеренно теплый с влажной зимой	288	0,635
10 Теплый влажный	290	0,530

$U_{c7}$  - коэффициент долговременной прочности, учитывающий влияние длительного воздействия на СПА постоянных усилий и температуры эксплуатации.

В табл. 4.7. приведены значения коэффициента  $U_{c7}$  для различных климатических зон Российской Федерации. Значения коэффициента  $U_{c7}$  определены с учетом срока службы стержней в 50 лет и влияния солнечной радиации, соответствующей повышению эквивалентной температуры на 15°C.

#### Коэффициент условий работы $U_{c7}$

Таблица 4.7

Характеристика климатического района по ГОСТ 1635080	Без учета солнечной радиации		С учетом солнечной радиации	
	Эквивалентная температура $T_{\text{экв}}$ , К (при $E=33,5$ ккал/моль)	Коэффициент старения $U_{c7}$	Эквивалентная температура $T_{\text{экв}}$ , К	Коэффициент старения $U_{c7}$
1. Очень холодный	287,0	0,333	302,0	0,222
2. Холодный	281,7	0,372	296,7	0,261
3. Арктический влажный	274,5	0,426	289,5	0,315
4. Умеренно холодный	288,1	0,325	303,1	0,214
5. Умеренный	287,5	0,329	302,5	0,218
6. Умеренно влажный	273,5	0,433	288,5	0,322
7. Умеренно теплый	289,9	0,318	304,9	0,201
8. Умеренно теплый влажный	273,0	0,437	288,0	0,326
9. Умеренно теплый с влажной зимой	290,0	0,311	305,0	0,200
10. Теплый влажный	291,7	0,298	306,7	0,187



Действующие на узел сцепления СПА с бетоном факторы и коэффициенты условий работы узла сцепления СПА с бетоном приведены в табл. 4.8.

**Коэффициенты условий работы узла сцепления СПА с бетоном.**

Таблица 4.8

Учитываемые факторы.	Коэффициенты условий работы бетона	
	условное обозначение	числовое значение
1. Длительность действия нагрузки	$\gamma_{cb2}$	0,90
2. Попеременное замораживание и оттаивание в условиях эпизодического водонасыщения при расчетной зимней температуре наружного воздуха: минус 40 °С и выше ниже минус 40 °С	$\gamma_{cb6}$	1,00 0,90
3. Бетонные конструкции (при отсутствии хомутов в зоне отрыва стержня из СПА)	$\gamma_{cb9}$	0,90
4. Неравномерное распределение напряжений в бетоне в зоне анкеровки СПА (при совместном действии отрывающей силы $T_{cb}$ , изгибающего момента $M_{cb}$ и поперечной силы $Q_{cb}$ )	$\gamma_{cb13}$	0,75
5. Работа анкерного зацепа в легком бетоне	$\gamma_{cb14}$	0,80

**4.2. Компьютерное моделирование и расчет необходимого количества стеклопластиковой арматуры**

Анализ сейсмической реакции зданий с многослойными стенами с целью определения удельного количества и шага стеклопластиковых стержней проводился при помощи компьютерного моделирования. Расчет проводился по программе StarkES, предназначенной для статических и динамических расчетов строительных конструкций и зданий. В качестве модели был принят фрагмент плана дома (Рис. 4.2-4.3), представляющий собой одну типовую ячейку размерами в плане 4000х6000 мм, высота этажа принята 3.0 м, количество этажей – 9.

Наружные стены здания рассматривались в двух вариантах:

- 1) трехслойная конструкция (кирпич - 120 мм, легкий бетон М50 – 200 мм, кирпич 250 мм.);

2) четырехслойная конструкция (кирпич - 120 мм, тяжелый бетон В15 – 200 мм, утеплитель плитный пенополистерол – 100–300 мм, кирпич 250 мм.).

Внутренние стены здания приняты трехслойными (кирпич - 120 мм, бетон В15 – 150 мм, кирпич 120 мм.).

Перекрытия – сборные, из железобетонных многопустотных плит.

Полезная нагрузка на перекрытия принята равной 10 кН/м<sup>2</sup>.

Были приняты следующие начальные условия:

- балльность района строительства – 9 баллов;
- площадка строительства сложена грунтами II группы по сейсмическим свойствам;

- здание условно принято особо ответственным, т.е. какие-либо повреждения здания недопустимы (наихудший вариант, с точки зрения сейсмических нагрузок).

Шаг сетки конечных элементов 0,33x0,33 м.

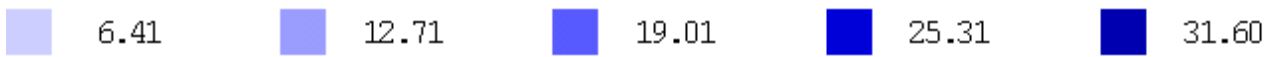
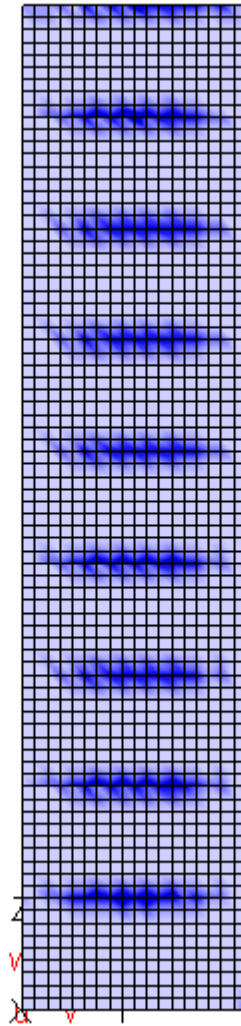
Результатом расчета стали усилия от действия сейсмических сил в узлах элементов.

Рассмотрим наиболее нагруженные фрагменты стены в уровнях 1-го, 5-го и 9-го этажей размером 0,66x0,66 м, для определения необходимого количества связей на 1 м<sup>2</sup>.

#### Координаты точек в районе наиболее напряженного фрагмента модели.

Таблица 4.9.

Nr.	X[м]	Y[м]	Z[м]	Nr.узла
1	4	4.66667	0.666667	430
2	4	5	0.666667	431
3	4	5.66667	0.666667	432
4	4	6	0.666667	433
5	4	6	1	434
6	4	5.33333	1	435
7	4	5.33333	1.33333	436
8	4	5.66667	1	437
9	4	5.66667	1.33333	438
10	4	6	1.33333	439
11	4	4.66667	1	443
12	4	4.66667	1.33333	444
13	4	5	1	445
14	4	5	1.33333	446
15	4	4.66667	0	468
16	4	4.66667	0.333333	469
17	4	5	0	470
18	4	5.33333	0	471
19	4	5.33333	0.333333	472
20	4	5	0.333333	473
21	4	5.66667	0	474
22	4	5.66667	0.333333	475
23	4	6	0.333333	476
24	4	6	0	477
25	4	5.33333	0.666667	478



Min Q1 = 0.112737 кН/м , Max Q1 = 31.6033 кН/м

Рис. 4.2. Распределение усилий Q1.

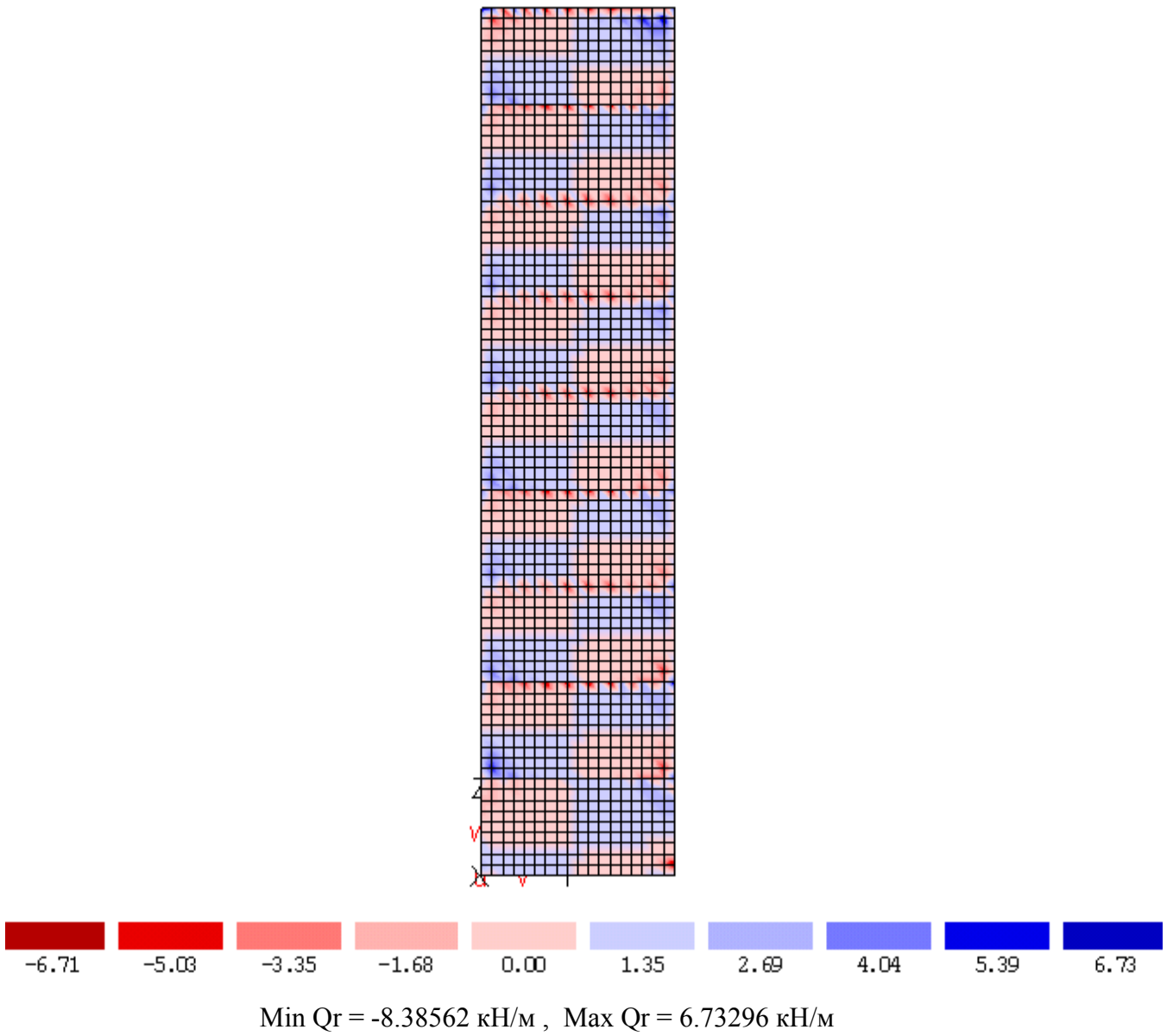


Рис. 4.3. Распределение усилий  $Q_r$ .

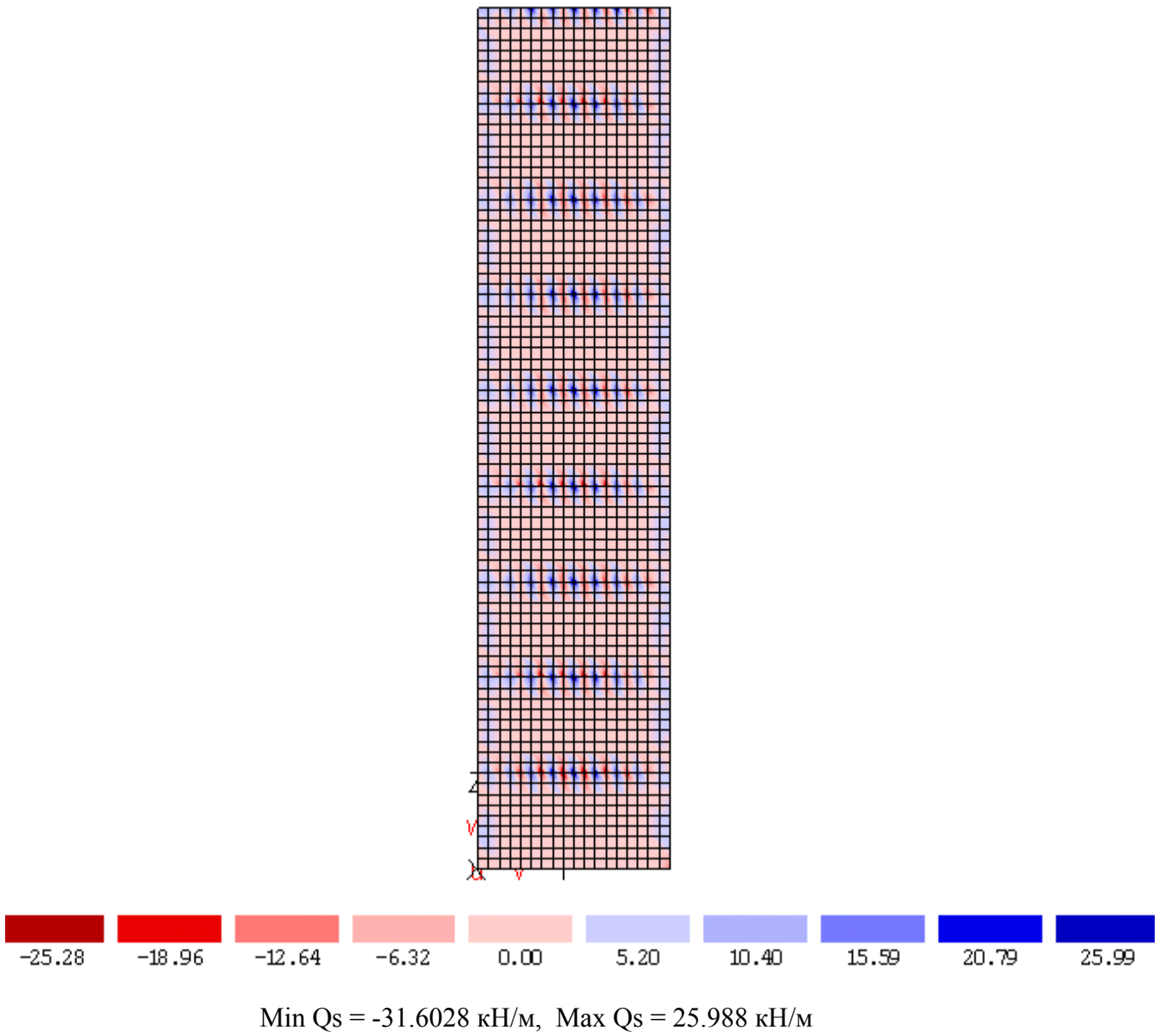


Рис. 4.4. Распределение усилий  $Q_s$ .

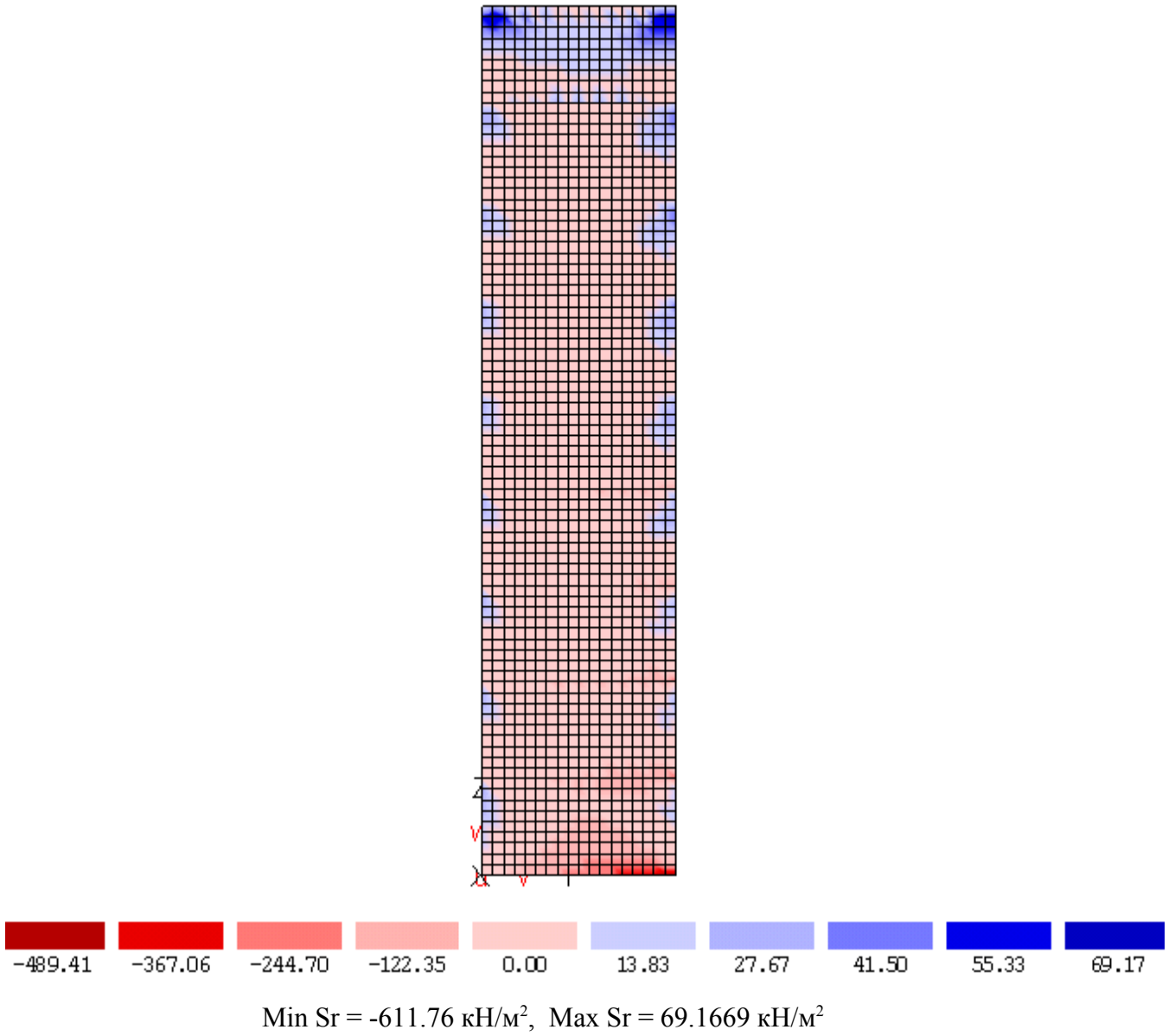


Рис. 4.5. Распределение усилий Sr.

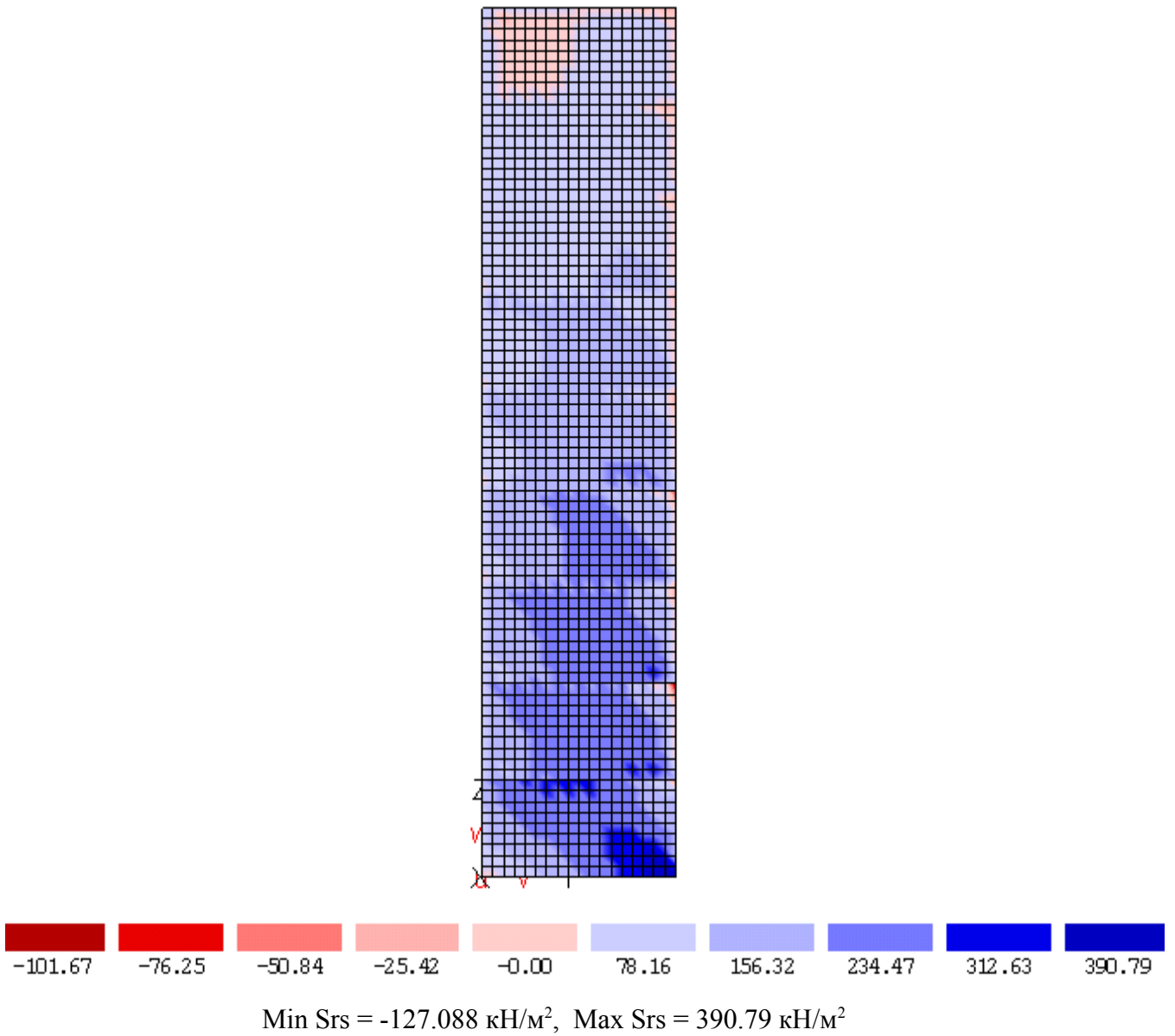


Рис. 4.6. Распределение усилий Srs.

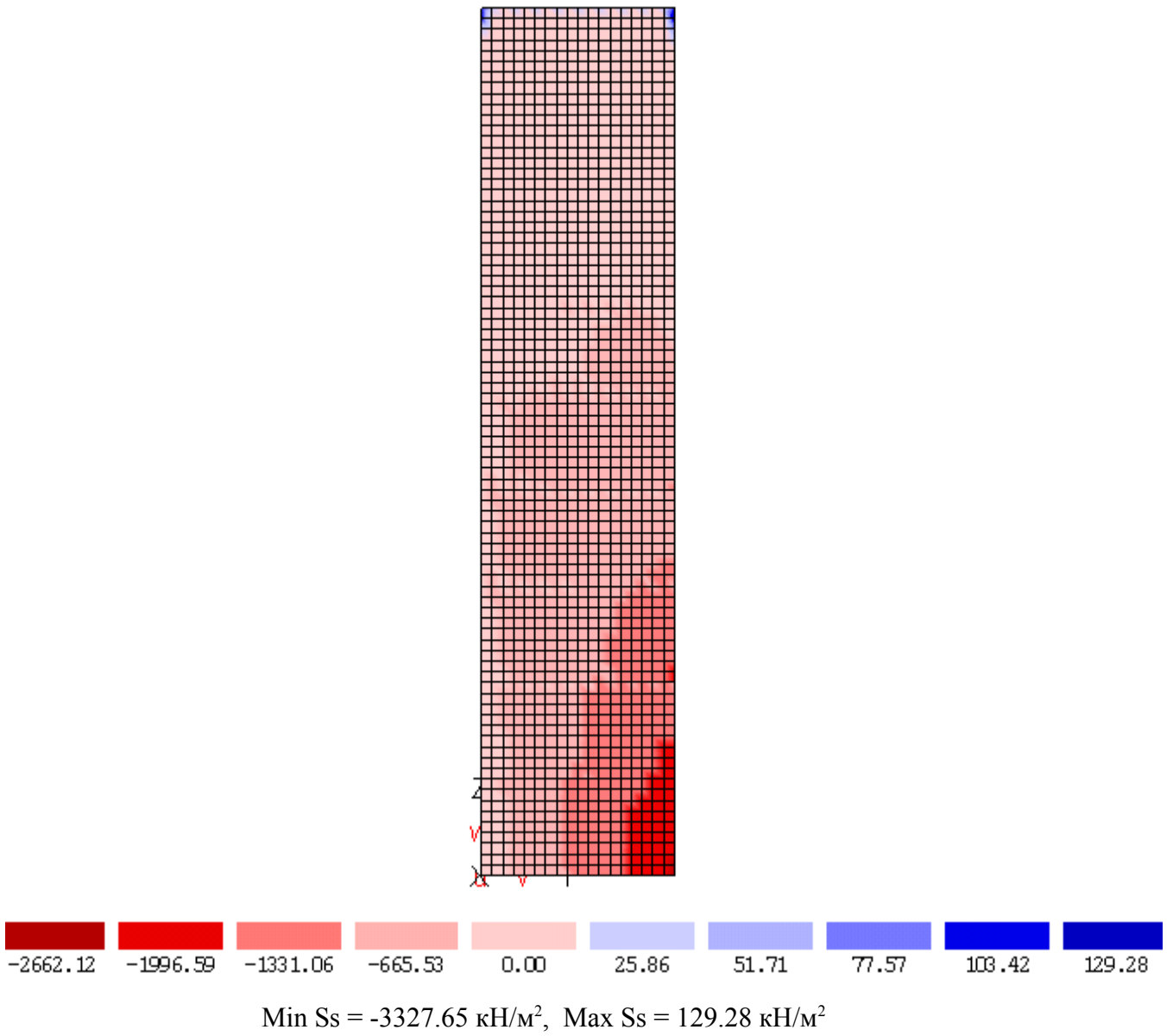
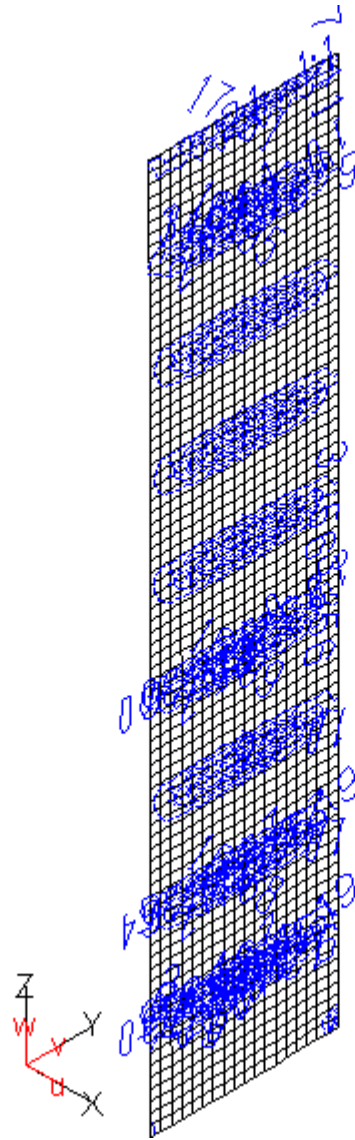


Рис. 4.7. Распределение усилий  $S_s$ .

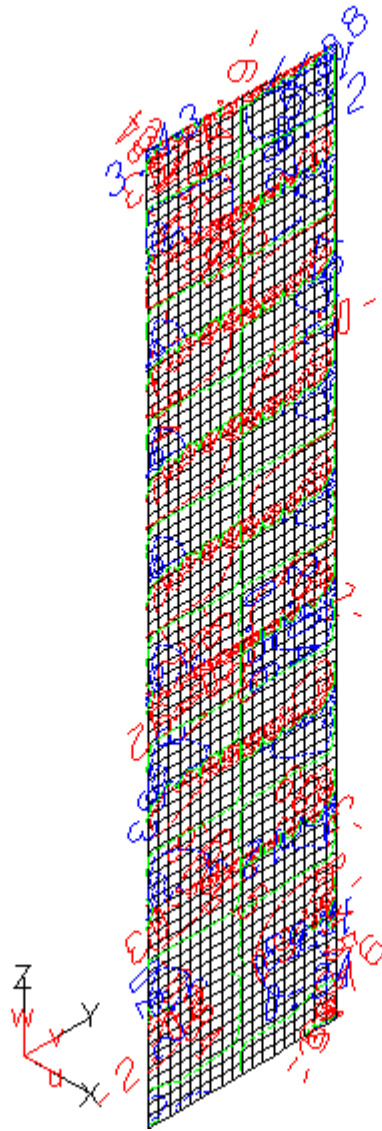




Min  $Q_1 = 0.112737$  кН/м, Max  $Q_1 = 31.6033$  кН/м.

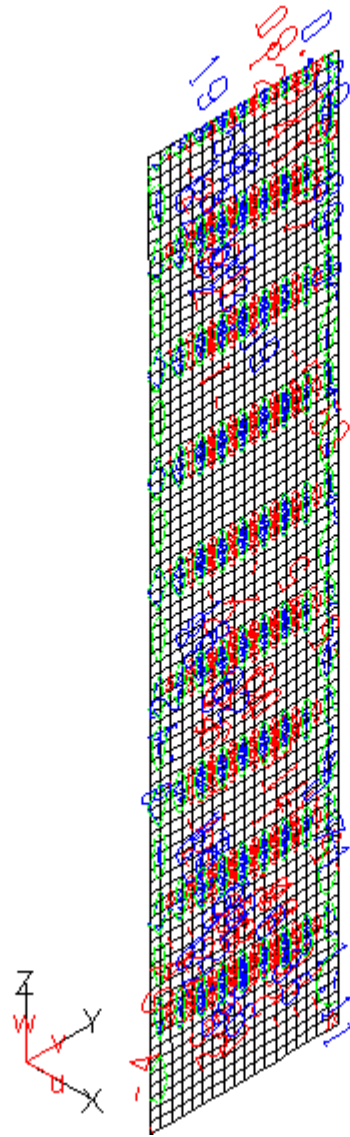
Рис. 4.8. Распределение усилий  $Q_1$ .

$$(Q_1 = \sqrt{Q_r^2 + Q_s^2}).$$



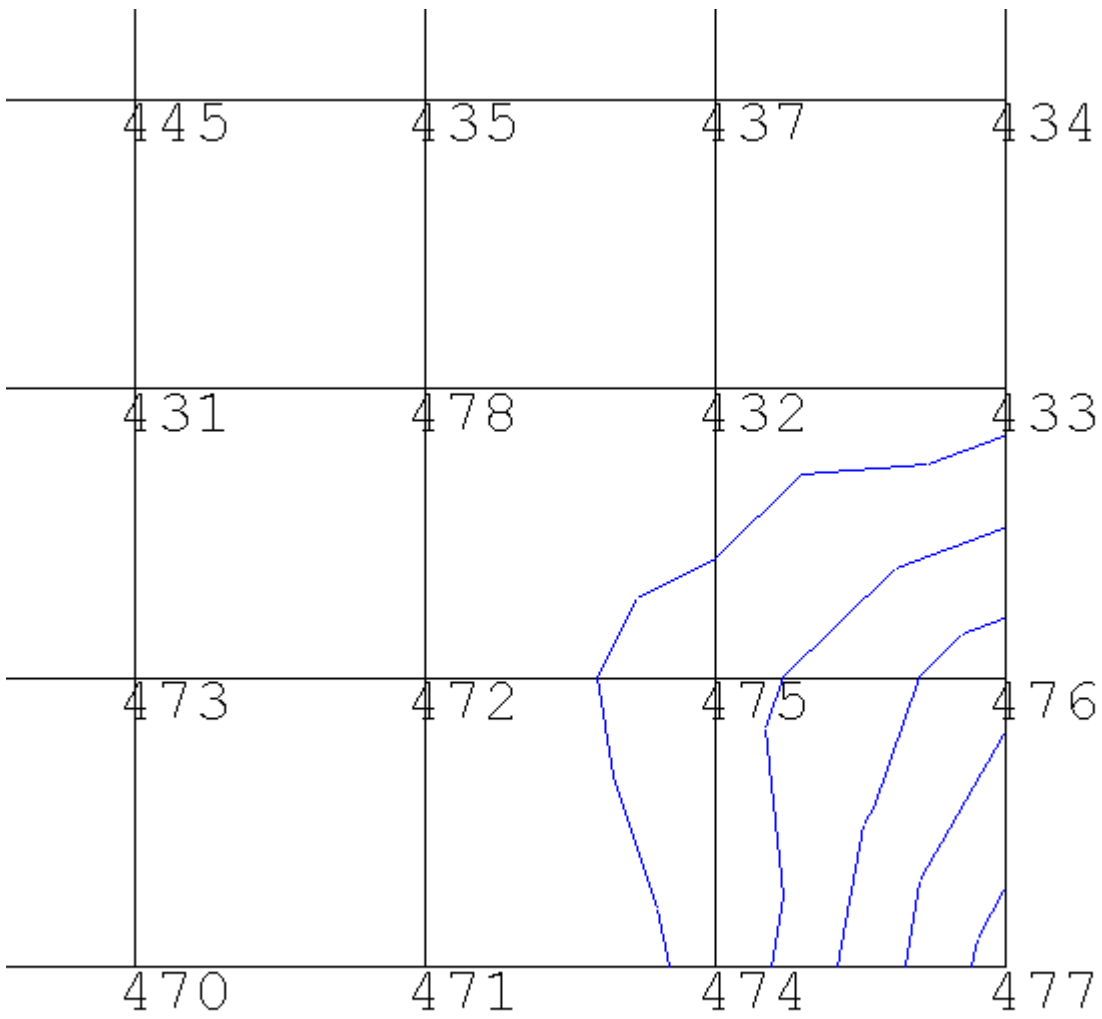
Min  $Q_r = -8.38562$  кН/м, Max  $Q_r = 6.73296$  кН/м

Рис. 4.9. Распределение усилий  $Q_r$ .



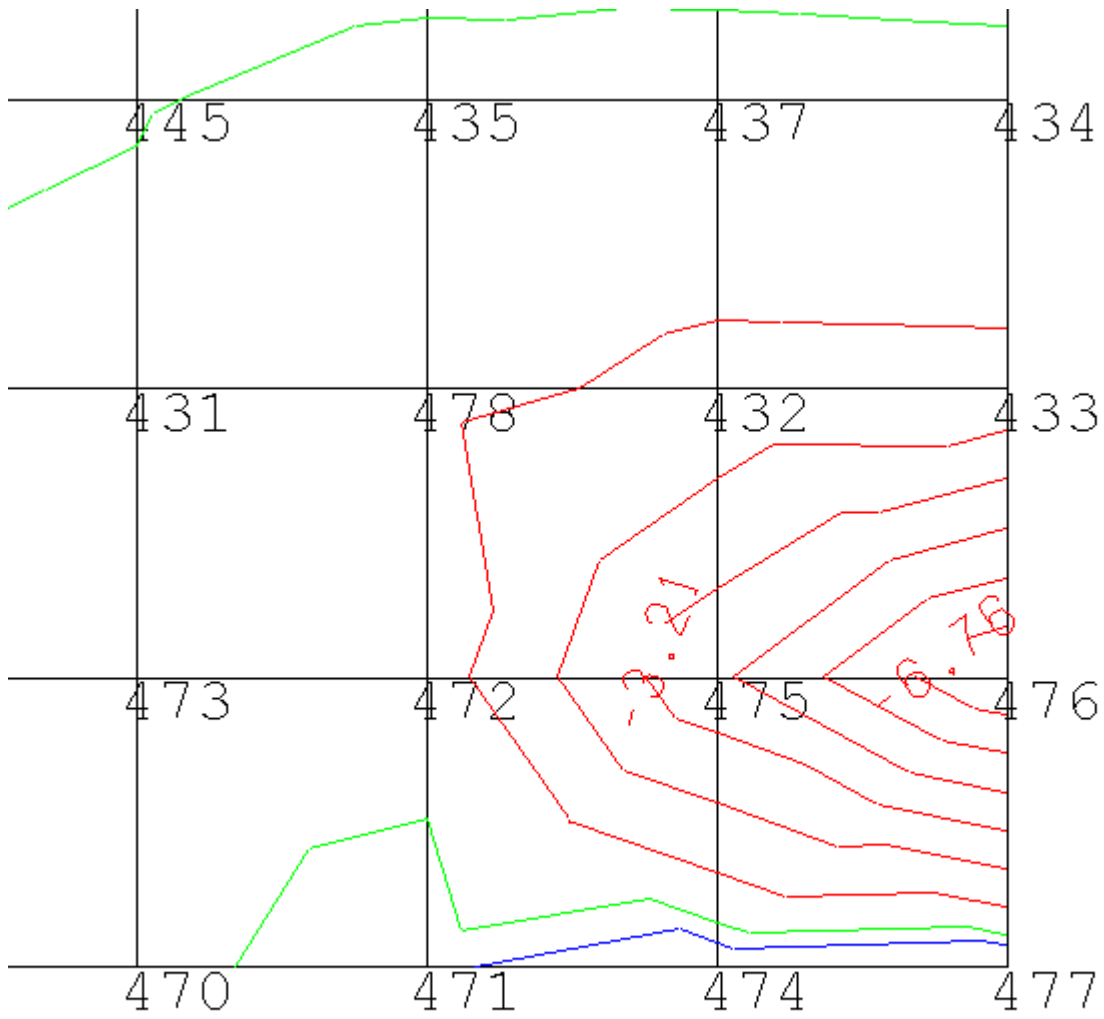
Min  $Q_s = -31.6028$  кН/м, Max  $Q_s = 25.988$  кН/м

Рис. 4.10. Распределение усилий  $Q_s$ .



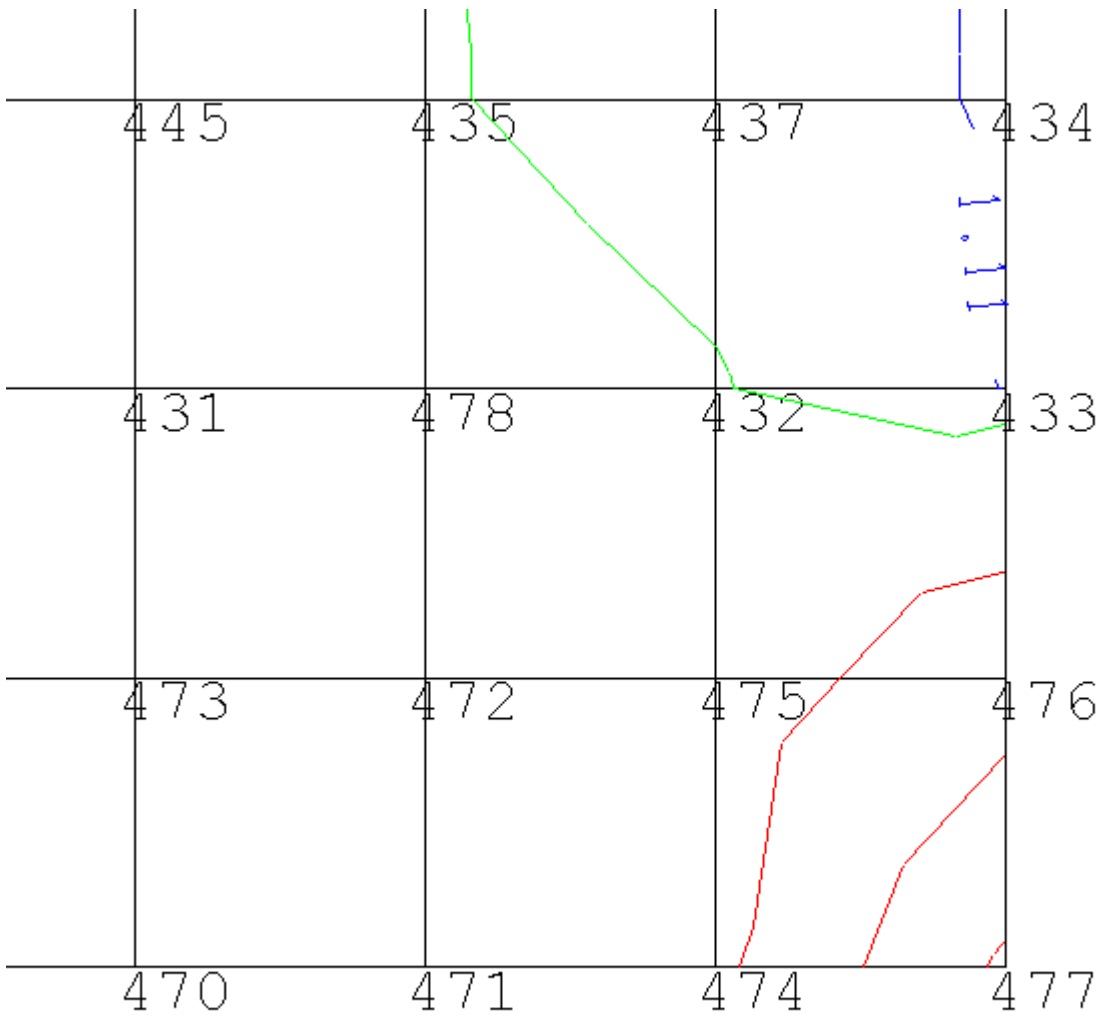
Min Q1 = 0.112737 кН/м, Max Q1 = 31.6033 кН/м

Рис. 4.11. Усилие Q1 в расчетном фрагменте.



Min  $Q_r = -8.38562$  кН/м, Max  $Q_r = 6.73296$  кН/м

Рис. 4.12. Усилие  $Q_r$  в расчетном фрагменте.



Min  $Q_s = -31.6028$  кН/м, Max  $Q_s = 25.988$  кН/м

Рис. 4.13. Усилие  $Q_s$  в расчетном фрагменте.

Усилия в точках расчетного фрагмента и прилегающих к нему.

Таблица 4.10.

Kn	Lnk	Sr Mr [кН/м2:кН]	Ss Ms [кН/м2:кН]	Srs Mrs [кН/м2:кН]	- Qr [кН/м]	- Qs [кН/м]
431	1	-210.607	-2182.079	307.439		
		0.145	0.155	-0.126	-0.144	-0.644
432	1	-85.083	-2515.490	283.211		
		-0.041	-0.238	-0.129	-1.028	-0.083
433	1	-72.433	-2541.534	101.637		
		-0.512	-0.268	0.031	-1.007	1.138
434	1	-25.255	-2416.207	86.121		
		0.012	-0.121	0.042	-0.189	1.222
435	1	-72.208	-2316.688	257.588		
		0.132	-0.094	-0.215	-0.151	-0.095
437	1	-39.267	-2402.889	205.526		
		0.087	-0.127	-0.162	-0.224	0.502
445	1	-119.859	-2186.903	270.926		
		0.098	-0.034	-0.205	0.029	-0.521
470	1	-427.261	-2140.631	297.638		
		0.121	0.633	-0.004	-0.134	-0.540
471	1	-462.404	-2306.921	335.691		
		0.135	0.713	0.019	0.263	-0.822
472	1	-315.096	-2332.505	364.375		
		0.206	0.336	0.050	-0.252	-0.933
473	1	-325.247	-2162.759	325.921		
		0.141	0.419	-0.034	-0.116	-0.613
474	1	-524.149	-2566.662	380.600		
		0.349	1.276	0.110	0.749	-3.534
475	1	-202.643	-2604.388	390.790		
		0.187	0.024	0.042	-4.173	-2.094
476	1	-136.131	-3030.216	273.208		
		-1.201	-0.785	-0.414	-7.946	-7.895
477	1	-611.760	-3327.651	367.811		
		0.225	1.970	-0.749	0.971	-16.864
478	1	-149.202	-2346.102	313.017		
		0.174	-0.001	-0.123	-0.631	-0.610

Расчетные усилия  $Q_t$  получаем по формуле:

$$Q_t = \frac{M_r}{L_r} + \frac{M_s}{L_s}, \text{ где}$$

$M_r$  – изгибающий момент в расчетной точке относительно оси  $g$ ;

$M_s$  – изгибающий момент в расчетной точке относительно оси  $s$ ;

$L_r$  – расстояние от расчетной точки до оси  $g$ ;

$L_s$  – расстояние от расчетной точки до оси  $s$ .

#### 4.2.1. Определение количества связей из условия прочности на сжатие в уровне 1-го этажа.

Усилия, действующие на расчетный фрагмент определяем суммированием усилий в точках этого фрагмента:

$$Q_p = 0.5 \times (Q_p^{471} + Q_p^{472} + Q_p^{432} + Q_p^{433}) + 0.25 \times Q_p^{478} + Q_p^{474} + Q_p^{475} + Q_p^{476} + Q_p^{477};$$

где  $Q_p^n$  – сжимающие усилия в соответствующих узлах конечных элементов;

$$Q_p = 14,266 \text{ кН}$$

Напряжение, вызываемое в связях сжимающей силой  $Q_p$ , будет равно:

$$\sigma_p = \frac{Q_p}{A}; \quad \text{где } A \text{ – площадь сечения одной связи.}$$

Для связи  $\varnothing 5,5$  мм,

$$A = 0,238 \text{ см}^2.$$

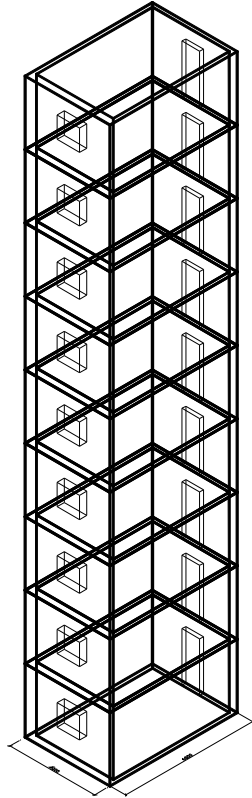
$$\sigma_p = 599.4 \text{ МПа}$$

Для связи  $\varnothing 7,5$  мм,

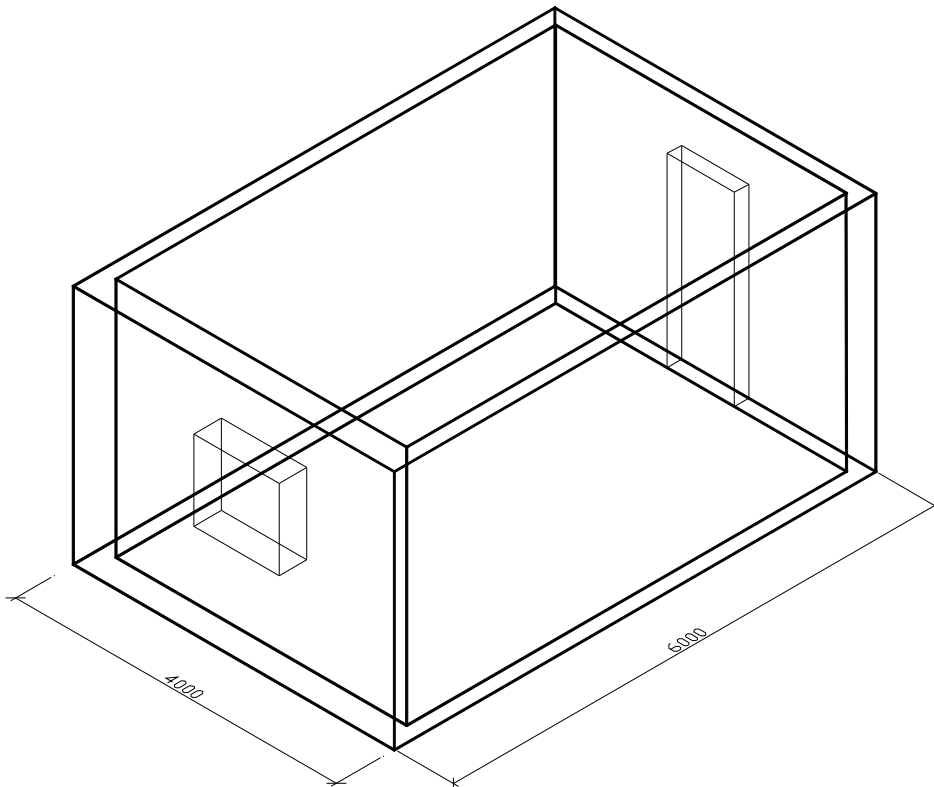
$$A = 0,442 \text{ см}^2.$$

$$\sigma_p = 322.9 \text{ МПа}$$





**Рис 4.7. Схема дома для расчета удельного количества связей.**



**Рис. 4.8. Изометрия первого этажа здания.**

Расчетное сопротивление действию сжимающих сил (см. табл. 4.1-4.8)

$$R_p = 245 * 0,94 * 0,776 = 178,7 \text{ МПа};$$

где 0,94- коэффициент, учитывающий нахождение СПА в бетоне в условиях замораживания-оттаивания;

0,776 –коэффициент старения в умеренно холодном климате.

Откуда количество связей Ø5,5 мм, необходимое для восприятия сжимающих усилий, равно

$$n = \frac{\sigma_p}{R_p} = 3.35 = 4 \text{ шт.}$$

Количество связей Ø7,5 мм, необходимых для обеспечения прочности на сжатие, равно

$$n = \frac{\sigma_p}{R_p} = 1.81 = 2 \text{ шт.}$$

#### 4.2.2. Определение количества связей из условия прочности на растяжение в уровне 1-го этажа.

$$Q_t = 0.5 \times (Q_t^{471} + Q_t^{472} + Q_t^{432} + Q_t^{433}) + 0.25 \times Q_t^{478} + Q_t^{474} + Q_t^{475} + Q_t^{476} + Q_t^{477};$$

где  $Q_t^n$ - растягивающие усилия в соответствующих узлах конечных элементов;

$$Q_t = 16,523 \text{ Кн}$$

Напряжение, вызываемое в связях растягивающей силой  $Q_t$ , будет равно:

$$\sigma_t = \frac{Q_t}{A};$$

где  $A$  – площадь сечения одной связи.

Для связи Ø5,5 мм.  $A = 0,238 \text{ см}^2$ .

$$\sigma_t = 694.2 \text{ МПа}$$

Для связи Ø7,5 мм -  $A = 0,442 \text{ см}^2$ .

$$\sigma_t = 373.8 \text{ МПа}$$

Расчетное сопротивление действию растягивающих сил

$$R_t = 720 * 0,94 * 0,776 = 525,2 \text{ МПа};$$

где 0,94- коэффициент, учитывающий нахождение СПА в бетоне в условиях замораживания-оттаивания,

0,776 –коэффициент старения в умеренно холодном климате.

Откуда количество связей Ø5,5 мм, необходимое для восприятия растягивающих усилий, равно

$$n = \frac{\sigma_t}{R_t} = 1,32 = 2 \text{ шт.}$$

Количество связей Ø7,5 мм, необходимых для обеспечения прочности на растяжение, равно

$$n = \frac{\sigma_t}{R_t} = 0,71 = 1 \text{ шт.}$$

#### 4.2.3. Определение количества связей из условия прочности на срез в уровне 1-го этажа.

$$Q_s = 0,5 \times (Q_s^{471} + Q_s^{472} + Q_s^{432} + Q_s^{433}) + 0,25 \times Q_s^{478} + Q_s^{474} + Q_s^{475} + Q_s^{476} + Q_s^{477};$$

где  $Q_s^n$ - срезающие усилия в соответствующих узлах конечных элементов.

Сила, приходящаяся на фрагмент поперечного сечения стены  $Q_s = 51,452 \text{ кН}$ .

Определим часть перерезывающей силы, действующей на внешний ряд кирпичной кладки.

Ускорение, придаваемое фрагменту стены силой  $Q_s$   $\ddot{a} = Q_s / m_{ст}$ .

где  $m_{ст}$ - масса фрагмента стены площадью  $0,436 \text{ м}^2$ .

Сила, приходящаяся на внешний ряд кирпичной кладки  $Q_s^{внеш} = \ddot{a} * m_{внеш}$ .

где  $m_{внеш}$ - масса внешнего ряда кирпичной кладки площадью  $0,436 \text{ м}^2$ .

$$Q_s^{внеш} = \frac{Q_s}{m_{ст}} * m_{внеш} = \frac{51,425}{310,16} * 62,73 = 10,4 \text{ кН.}$$

Напряжение, возникающее в связях от действия срезающих сил:

В связях Ø5,5 мм:

$$\sigma_s = \frac{10.4}{0.238 * 10^{-1}} = 437 \text{ МПа.}$$

В связях Ø7,5 мм:

$$\sigma_s = \frac{10.4}{0.442 * 10^{-1}} = 235.3 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление связей срезу принимается:

$$R_s = 155 * 0.94 * 0.776 = 113.1 \text{ МПа}$$

где 0,94- коэффициент, учитывающий нахождение СПА в бетоне в условиях замораживания-оттаивания,

0,776 –коэффициент старения в умеренно холодном климате.

Количество связей Ø5,5 из условия сопротивления срезу:

$$n=3,86=4.$$

Количество связей Ø7,5 из условия сопротивления срезу:

$$n=2,08=2.$$

#### **4.2.4. Определение величины анкерной заделки из условия предотвращения отрыва внешнего кирпичного слоя.**

Отрывающая сила от действия сейсмической силы, действующая на внешний кирпичный слой, равна:

$$Q_{отр} = \frac{Q_t}{m_{ст}} * m_{внеш} = \frac{16,523}{310,16} * 62,73 = 3.34 \text{ КН.}$$

Отрывающая сила от действия ветровой нагрузки, действующая на внешний кирпичный слой, равна:

$$N_{лwp} = w_0 * k * c_e * A_t = 0.38 * 1.25 * 2.0 * 0.6 * 0.6 = 0.342 \text{ КН.}$$

$$Q_{анк} = N_{лwp} + Q_{отр} = 3,682 \text{ КН.}$$

Несущая способность одного анкерного соединения при глубине анкеровки 90 мм равна:

$$F_{анк} = 6,65 * 0,75 = 4,987 \text{ КН.}$$

Прочность анкеровки обеспечена.

Отрывающая сила от действия сейсмической силы, действующая на внутренний кирпичный слой, равна:

$$Q_{отр} = \frac{Q_t}{m_{ст}} * m_{внутр} = \frac{16,523}{310,16} * 125,46 = 6,68 \text{ КН.}$$

Количество анкерных соединений, необходимых для обеспечения прочности анкеровки равно 2.

Прочность анкеровки обеспечена.

Принимаем расчетное количество связей n на данный фрагмент из условия обеспечения прочности на сжатие и срез.

Для связей Ø5,5 мм. n=4; для связей Ø7,5 мм. N=2.

Тогда количество связей Ø5,5 мм на 1 м<sup>2</sup>

$$n = \frac{1}{0.66 * 0.66} * 4 = 9 \text{ св/м}^2.$$

Количество связей Ø7,5 мм на 1 м<sup>2</sup>

$$n = \frac{1}{0.66 * 0.66} * 2 = 5 \text{ св/м}^2.$$

#### 4.3. Проверка устойчивости СПА четырехслойных стен при действии сейсмической нагрузки.

При рассмотрении четырехслойных стен необходимо дополнительно проверить устойчивость части связей, находящейся в утеплителе, и ее прочность на изгиб.

Сжимающая сила, действующая на 1 м<sup>2</sup> фрагмента стены равна:

$$Q_{p,\lambda} = 8.579 \text{ КН}$$

Сжимающая сила, действующая на 1 СПА равна:

$$Q_{1p,\lambda} = 0.95 \text{ КН}$$

Устойчивость связей Ø5,5 мм ниже, чем устойчивость связей Ø7,5 мм. Поэтому проверку устойчивости проведем для связей Ø5,5 мм

Площадь поперечного сечения 1 связи A=0,2376 см<sup>2</sup>

Момент инерции J=0,0045 см<sup>4</sup>.

Радиус инерции i=0,138 см.

l<sub>0</sub>=0,5\*20=10 см;

0,5 –коэффициент, учитывающий заделку связи в бетон и облицовочный слой.

Гибкость одной связи λ=l<sub>0</sub>/i=72,46

$$\text{Коэффициент продольного изгиба } \varphi = \frac{\pi^2 * E_{cc}}{\lambda^2 * R_{cc}} = \frac{\pi^2 * 30000}{72.46^2 * 290} = 0.195.$$

Предельная сжимающая сила, воспринимаемая 1 СПА

$$N_{\lambda} = 0,195 * 5,2 = 1,01 \text{ кН.}$$

Устойчивость связей обеспечена.

#### 4.4. Проверка несущей способности связей на изгиб.

Изгибающий момент в сечении возле заделки от действия срезающей силы составляет  $M = 10,4 * 0,2 = 2,08$  кН.

Момент сопротивления сечения составляет:

$$W = \frac{\pi d^3}{32} = 0,0163 \text{ см}^3.$$

$$\sigma_y = \frac{M}{W} = \frac{2,08}{0,0163} = 127,6 \text{ МПа}$$

Расчетное сопротивление связи изгибу  $R_{си} = 940 * 0,94 * 0,776 = 685,6$  МПа

Условие прочности выполняется.

## 5. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ МНОГОСЛОЙНЫХ КАМЕННО-МОНОЛИТНЫХ СТЕН С ГИБКИМИ СВЯЗЯМИ ИЗ СПА

При расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов, количество связей принимается не менее указанных в табл. 5.1.

Таблица 5.1

Диаметр связей, мм.	Расчетная сейсмичность, балл.	Количество связей на 1 м <sup>2</sup> .
7,5	7,8,9	5
5,5	7	5
	8	7
	9	9

Изменение количества связей по высоте не представляется возможным в связи с тем, что возникающие в результате действия сейсмической силы усилия растягивающие, сжимающие и срезающие усилия равномерно распределены по высоте здания и имеют практически одинаковую интенсивность.

Стеклопластиковые связи закладывают в горизонтальные швы каменной кладки с шагом не более обозначенного в табл. 5.2. Суммарная площадь сечения связей должна быть не менее 2 см<sup>2</sup> на 1 м<sup>2</sup> поверхности стены.

Таблица 5.2

Диаметр связей, мм.	Расчетная сейсмичность, баллов.	Максимально допустимый шаг связей, мм	
		Вертикальный	Горизонтальный
7,5	7, 8, 9	500	500
5,5	7	500	500
	8	350	350
	9	350	350

При кладке стеклопластиковые стержни-связи следует укладывать в горизонтальный шов кладки перпендикулярно плоскости стены на расстоянии не менее 60 мм от вертикального шва кладки. Стеклопластиковые стержни должны заходить в облицовочный слой и во внутренний кирпичный слой не менее чем на 90 мм.

Кладку вести с использованием кладочного раствора М100 и выше. При возведении зданий и сооружений в зимнее время, кладку следует вести на растворах с противоморозными химическими добавками, не вызывающими коррозии СПА и твердеющими на морозе без обогрева.

## **6. НЕКОТОРЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ИЗ РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КАМЕННО-МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ.**

### **6.1. Общие положения**

Настоящие рекомендации распространяются на проектирование и строительство каменно-монолитных жилых и общественных зданий в сейсмических районах с расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

Примечание: К каменно-монолитным относятся здания, у которых капитальные стены выполняются трехслойными или многослойными, с железобетонным слоем (диафрагмой) посередине между двумя рядами каменной кладки, причем каменная кладка служит также несъемной опалубкой железобетонных диафрагм.

Все капитальные стены каменно-монолитных зданий должны быть, как правило, трехслойными или многослойными.

В зданиях высотой до 10 этажей должно быть 3 продольных стены, высотой более 6 м.

Максимальное расстояние между осями капитальных стен должно быть не более 10 м.

Все стены здания должны быть непрерывными от фундаментов до кровли. Не допускается устройство в здании висячих стен. Железобетонный слой (диафрагма) должен проходить непрерывно по всем продольным и поперечным стенам на всю высоту здания, при этом технологическими и конструктивными мероприятиями должна обеспечиваться работа всех слоев стен.

Оконные и дверные проемы во всех стенах должны преимущественно совпадать по вертикали.

Ширина проемов в наружных стенах не должна превышать 1800 мм. В отдельных случаях допускается увеличивать ширину проемов до 2100 мм с устройством по краям проемов железобетонных колонн, включив в их сечение внутренний ряд каменной кладки.

Во внутренних стенах ширина проемов должна быть не более 3500 мм с устройством железобетонных обрамлений на всю толщину стены по краям проемов.

Наиболее слабыми местами в зданиях являются углы, примыкания и пересечения стен, в которых происходит концентрация напряжений, поэтому необходимо максимально дальше выносить из этих мест оконные и дверные проемы. Расстояние от внутренней поверхности примыкающей стены до проема должно быть не менее 390 мм.

### **6.2. Основные требования к объемно-планировочным решениям каменно-монолитных зданий.**

Архитектурные и объемно-планировочные решения каменно-монолитных зданий должны приниматься по результатам технико-экономического анализа и



обоснования, обеспечивать максимально комфортные условия проживания и эксплуатации.

При этом необходимо учитывать:

- требования соответствующих глав СНиП и других нормативных документов;

- инженерно-геологические условия площадки строительства;

- условия обеспечения прочности и устойчивости конструкций при минимальном расходе стали и цемента;

- максимальное использование номенклатуры сборных железобетонных изделий (перекрытий, элементов лестниц, шахт лифтов и др.);

- максимальную индустриализацию производства работ.

При проектировании и строительстве каменно-монолитных зданий должны быть обеспечены требуемые сопротивления теплопередачи, воздухо- и паропроницанию наружных стен, а также температура на отдельных участках их внутренней поверхности, установленные нормами глав СНиП по строительной теплотехнике, как в пределах всех глухих участков стен, так и на участках, расположенных по периметру проемов, в углах стен, а также в местах примыкания к наружным стенам балконов, перекрытий, покрытий и т.п.

Форма здания в плане должна быть, возможно, более простой и компактной. При сложной форме плана здание должно разделяться антисейсмическими швами на отсеки простой формы, удовлетворяющие условиям симметрии и равномерного распределения масс и жесткостей.

## 7. ВЫВОДЫ.

1. Применение стеклопластиковых связей при строительстве в районах с сейсмичностью 7-9 баллов возможно при условии соблюдения норм СНиП «Строительство в сейсмических районах» и данных рекомендаций.
2. Стеклопластиковая арматура является лишь межслоевой связью и ее применение не избавляет от выполнения требования СНиП «Каменные и армокаменные конструкции» относительно горизонтального армирования многослойных конструкций.
3. Армирование монолитной диафрагмы должно осуществляться в соответствии с требованиями СНиП «Бетонные и железобетонные конструкции» и СНиП «Строительство в сейсмических районах».
4. Возможно применение трехслойных железобетонных панелей с межслоевыми связями из СПА в сейсмических районах в качестве ненесущих (навесных) при выполнении требований СНиП «Строительство в сейсмических районах» относительно армирования железобетонных слоев и узлов крепления панелей к несущим конструкциям. Установку СПА производить согласно конструктивных требований без учета сейсмичности.
5. Окончательное заключение о пригодности стеклопластиковой арматуры в качестве межслоевых связей трех- и многослойных конструкций может быть дано только после натурных испытаний фрагментов конструкций на виброплатформе. Рекомендуется провести эти испытания в г. Санкт-Петербурге.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. М.: Стройиздат, 1976. 223 с.
2. Айзенберг Я.М., Мелентьев А.М., Смирнов В.И., Уломов В.И. Сейсмическое районирование и сейсмостойкое строительство (методы, практика, перспективы)/ под ред. акад. Басина Е.В. М., ГУП ЦПП, 1998 г. – 259 с.
3. Айзенберг Я.М., Смирнов В.И., Пивник Н.П. Сейсмостойкий дом с многослойными энергосберегающими стенами. Тезисы докладов II Национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию. Г. Сочи, 14-17 октября 1997 г., с.67.
4. Айзенберг Я.М., Смирнов В.И. Высокосейсмостойкие здания с эффективными трехслойными и многослойными стенами. БСТ, № 9-1999 г., с.31-33.
5. Береговой А.М. Ограждающие конструкции с повышенными теплозащитными качествами. Пенза, 1995 г.
6. Брусенцов Г.Н., Ласьков Н.Н. Сопротивление диафрагм жесткости из каменной кладки совместному движению вертикальной и горизонтальной нагрузок. Строительная механика и расчет сооружений, 1987, № 5.
7. Воронов А.Н. К построению зависимостей между напряжениями и деформациями для каменной кладки при плоском напряженном состоянии. Исследования по строительным конструкциям. Сб. научных трудов ЦНИИСК, 1984.
8. Гениев Г.А., Воронов А.Н. О критериях прочности ортотропного материала типа каменной кладки при плоском напряженном состоянии. Исследования и методы расчета строительных конструкций. Сб. научных трудов ЦНИИСК, 1985.
9. Друзея А.В., Шебалин Н.В., Складнев Н.Н., Графов С.С., Озерман В.И. Карпатское землетрясение 1986г. Кишинев, Штнинца, 1990г.
10. Ивенко В.Г. Исследование напряженно-деформированного состояния стен из каменной кладки при сейсмических воздействиях. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Москва, 1978.
11. Измайлов Ю.В. Сейсмостойкие монолитные здания. Карта Молдовеняскэ. Кишинев, 1989.
12. Пастернак П.Л. Комплексные конструкции. Стройвоенмориздат. 1948.
13. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. М.: Высшая школа, 1969.
14. Поляков С.В., Фалевич Б.Н. Каменные конструкции. М.: Стройиздат, 1960.
15. СНиП П-7-81\*. Строительство в сейсмических районах./Госстрой России. М., ГУП ЦПП, 2000.-44 с. +прил.2: 10 карт.
16. СНиП П-3-79\* .Строительная теплотехника. / Госстрой России. М., ГУП ЦПП, 1999 г.
17. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры к СНиП 2103.801-84. «Бетонные и железобетонные конструкции». М.1989 г.
18. Smirnov V.I. Seismic Response Multi-Layer Bearing Walls. Proc. 11 World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, June 23-28, 1996.