

Общество с ограниченной ответственностью
ООО «Бонава Санкт-Петербург»

Свидетельство о допуске к определенному виду или видам
работ, которые оказывают влияние на безопасность
объектов капитального строительства
СРО-П-031-28092009

Свидетельство № 0532.04-2013-7841322136-П-031 с 26 мая 2016 г.

ЗАКАЗЧИК: ООО «Бонава Санкт-Петербург»

**ЖИЛОЙ КОМПЛЕКС
СО ВСТРОЕННЫМИ ПОМЕЩЕНИЯМИ
7.1-13.2 этапы строительства**

по адресу: Ленинградская область, Всеволожский район, ЗАО «Щеглово»,
уч.4, кадастровый номер земельного участка 47:07:0957004:196,
уч.16, кадастровый номер земельного участка 47:07:0957004:245

ИЗМЕНЕНИЕ ПРОЕКТНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ

Раздел 4 «Конструктивные и объемно-планировочные решения»

28004 – 107 – 113 – корп4 – П – КР

Том 4.1.1

Текстовая часть. Корпуса 3.5, 4.6

Санкт-Петербург
2021

Общество с ограниченной ответственностью
ООО «Бонава Санкт-Петербург»

Свидетельство о допуске к определенному виду или видам
работ, которые оказывают влияние на безопасность
объектов капитального строительства
СРО-П-031-28092009

Свидетельство № 0532.04-2013-7841322136-П-031 с 26 мая 2016 г.

ЗАКАЗЧИК: ООО «Бонава Санкт-Петербург»

**ЖИЛОЙ КОМПЛЕКС
СО ВСТРОЕННЫМИ ПОМЕЩЕНИЯМИ
7.1-13.2 этапы строительства**

по адресу: Ленинградская область, Всеволожский район, ЗАО «Щеглово»,
уч.4, кадастровый номер земельного участка 47:07:0957004:196,
уч.16, кадастровый номер земельного участка 47:07:0957004:245

ИЗМЕНЕНИЕ ПРОЕКТНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ

Раздел 4 «Конструктивные и объемно-планировочные решения»

28004 – 107 – 113 – корр4 – П – КР

Том 4.1.1

Текстовая часть. Корпуса 3.5, 4.6

Руководитель проекта

Микшин П.А.

Главный инженер проекта

Лапина О.А.

Санкт-Петербург
2021

Оглавление.

1.	Введение	2
2.	Объёмно-планировочные решения	2
3.	Конструктивные решения	4
4.	Инженерно-геологические условия площадки строительства	7
5.	Нагрузки и воздействия принятые для расчета	12
6.	Фундаменты	18
7.	Описание расчетной модели здания и результаты расчета	24
8.	Мероприятия, обеспечивающие требуемую огнестойкость строительных конструкций	45
9.	Теплотехнический расчёт	54
10.	Мероприятия по защите строительных конструкций и фундаментов от разрушения	60
11.	Список использованных источников	61

Согласовано:

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

28004-107-113 корп4-П-КР

Изм.	Кол.уч	Лист	№	Подпись	Дата
Гл.констр.		Соченков			04.21
Разработал		Дуванова			04.21
ГИП		Лапина			05.21

Жилой комплекс
со встроенными помещениями
(7.1-13.2 этап строительства,
корпуса 3.5, 4.6)

Стадия	Лист	Листов
ПД	1	60


BONAVA

1. Введение.

Исходные данные.

1. Основной комплект архитектурных чертежей от ООО «Бонава Санкт-Петербург» .
2. Инженерно-геологические изыскания для подготовки проектной документации на объекте строительства жилого комплекса со встроенными помещениями (7.1-13.2 этап строительства, корпуса - 3.5, 4.6) по адресу: Ленинградская область, Всеволожский район, ЗАО "Щеглово", уч. 4 кад. № 47:07:0957004:196, уч. 16 № 47:07:0957004:245 проводились ЗАО "ЛенТИСИЗ" согласно дополнительному соглашению №1, заключенному с ООО «Бонава Санкт-Петербург» к договору 28004-000-VI-46/2016/64-16 от 15 марта 2016 г., заключенному с ООО "ЭнСиСи Вилладж", согласно дополнительному соглашению №1 к договору 99021-72/2021 от 02.04.2021 г. с ООО «Бонава Санкт-Петербург», в соответствии с техническим заданием
3. Действующие нормативные документы см. п.11.
4. Технические условия на применение основных строительных конструкций и материалов.
5. Расчет конструктивной системы здания выполнен с использованием сертифицированного в РФ программных комплексов «Autodesk Robot Structural Analysis», Лира и Мономах.

Цели работы.

1. Определение усилий в основных несущих конструкциях здания;
2. Определение горизонтальных перемещений верха здания от сочетания нагрузок;
3. Определение расчетного армирования основных несущих конструкций;

2. Объемно-планировочные решения.

Проектная документация разработана для условий строительства во II климатическом районе со следующими характеристиками:

- расчетная зимняя температура наружного воздуха в наиболее холодной пятидневки - **25°C**;
- Согласно СП 131.13330.2012, нормативная глубина сезонного промерзания для насыпных грунтов, слежавшихся (**ИГЭ 1.1, 1.2**) составляет 1,45 м; для песков гравелистых (**ИГЭ 2**) (**ИГЭ 2.1, 2.2**) - 1,28 м; для супесей твердых (**ИГЭ 3**) и пластичных ($IL < 0,5$) (**ИГЭ 6.1**) - 1,20 м; для суглинков полутвердых (**ИГЭ 4**) - 0,98 м.
- расчетное значение веса снегового покрова – **S=180 кг/м²** (III район);
- характеристическое значение ветрового давления – **w₀=30 кг/м²** (II район), аэродинамический коэффициент с определяется в соответствии с СТО 36554501-015-2008, приложением Б.

Во время эксплуатации здания соблюдать все вышеперечисленные требования к максимально допустимым нагрузкам.

Инв. № подл.	Взам. инв. №	Подпись и дата					Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	2

Общие данные.

Здание Жилого комплекса **Тип А** со встроенными помещениями имеет в плане конфигурацию Г-образной формы с максимальными размерами по крайним осям 27.2 x 21.6 м. В здании шесть этажей с высотой этажа 3.00 м и с цокольным этажом высотой ~3.23 м. Общая высота здания ~22,8 м. Вокруг здания имеются наружные лестницы.

Абсолютная отметка 0.000 для корпуса 3.5 +43,81. Абсолютная отметка 0.000 для корпуса 4.6 +48.75.

В здании один лестнично-лифтовой узел. Лестничная клетка идет с отм. -1.080 входной группы по 6-й с выходом на кровлю. Стены конструкции выхода на кровлю выполняются из газобетона, покрытие выхода на кровлю и машинного отделения из сборных бетонных плит.

Лифтовая шахта с выходами с отметки входа, и с 1-го по 6-й этаж.

Фундаменты – монолитная плита из тяжелого бетона В30 не менее W8 не менее F100 высотой 350мм.

Плиты перекрытий и покрытие - монолитные высотой сечения 20 см из тяжелого бетона В25 не менее F50. В качестве рабочей арматуры принята арматура класса А500С, при использовании сеток заводского изготовления арматура класса В500С по "ГОСТ Р 52544-2006. Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия".

Балконы – монолитные, толщиной 200 мм.

Лестничные марши – сборные железобетонные (ЛМ-31.13, 5.15-5-д).

Лестничные площадки - промежуточные сборные железобетонные плиты, толщиной 200 мм.

Вертикальные несущие элементы:

Наружные стены подвального этажа выполнены из 3-х слойных панелей. Панели ограждения несущие, наружный слой 80мм/ утеплитель пенополистирол с отсечкой из минераловатной плиты - 150 мм/внутренний несущий слой – 160мм.

Наружные стены 1-6 этажей выполнены из трехслойных сборных железобетонных панелей. Панели ограждения несущие, внутренний несущий слой – 160мм / утеплитель пенополистирол с отсечкой из минераловатной плиты - 170 мм/ внешней слой – 70мм с декоративной отделкой.

Внутренние стеновые панели - плоские сборные железобетонные сплошного сечения толщиной 160 мм для опирания плит перекрытия.

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №							Лист
			28004-107-113-корр4-П-КР						3
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата				

Класс бетона В25 для всех конструкций принят исходя минимального класса прочности для установки тросовых петель. ТУ 5285-001-94677387-2011.

Прочность бетонного раствора нагнетаемого в соединения должна быть не ниже класса В25 согласно ТУ 5285-001-94677387-2011.

3.Конструктивные решения.

Описание конструктивной схемы.

Конструктивная схема здания – перекрёстно-стенная.

Основные положения.

Вертикальные нагрузки от перекрытий и ненесущих стен передаются на поперечные несущие стены, а плиты перекрытия работают по балочной схеме с опиранием по двум противоположным сторонам. Горизонтальные нагрузки, действующие параллельно поперечным стенам, воспринимаются этими стенами. Горизонтальные нагрузки, действующие перпендикулярно поперечным стенам, воспринимаются: продольными стенами, выполняющими роль диафрагм жесткости; лестничными клетками; плоской рамой за счет соединения поперечных стен и плит перекрытий.

Схема здания.

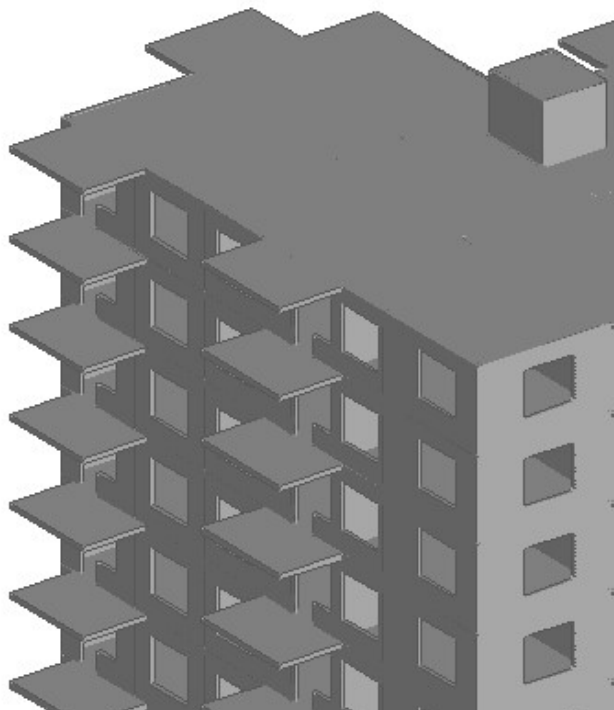


Рис. 1. Рассматриваемый вариант конструктивной схемы.

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №
--------------	----------------	--------------

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

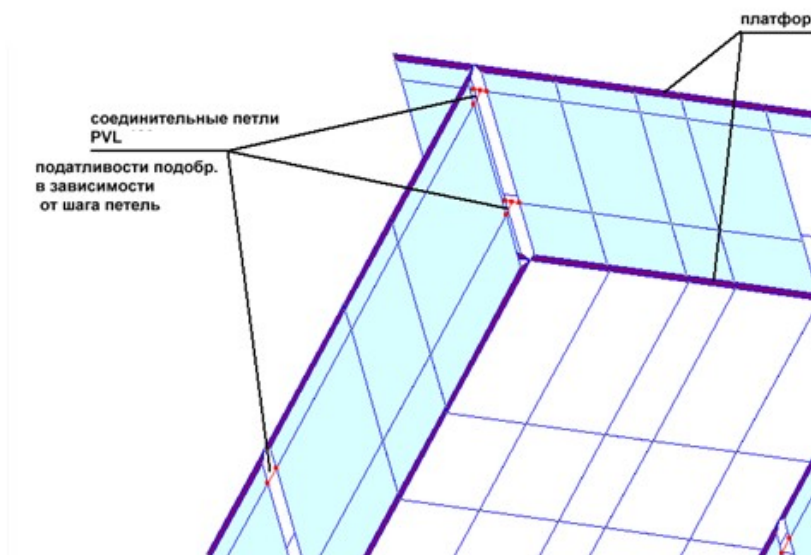
В расчетной модели платформенный стык моделируется в виде 4-х узлового пластинчатого ортотропного элемента приведенной жесткости.

Расчетные значения несущей способности стыка взяты на основании испытаний приведенных в ТУ 5285-001-94677387-2011.

-сопротивление сдвигу, параллельному вертикальному шву
Бетон В25: шаг 450-9.6т;

-сопротивление растяжению в плоскости стеновых панелей
Расчетное сопротивление растяжению на пару петель составит 1.58т.

Фрагмент расчетной модели. Учет податливости стыков.



Панели армируются арматурными сетками и каркасами из арматуры классов А500С. Связь наружного и внутреннего слоя панелей осуществляется посредством диагональных связей (Reikko или аналог). В качестве утеплителя (среднего слоя) используется пенополистирол ПСБ-С-25 по ГОСТ 15588-86 (для панелей подвального этажа), ППС 25 по ГОСТ15588-2014 (для панелей 1-6 этажей). По наружному периметру панелей и по периметру проемов устанавливается вкладыш из минераловатной плиты группы "НГ" "ISOVER OL-E" по ТУ 5763-003-56846022-06 или "PAROC" TC-07-0851-03 сечением 200x100 или аналог.

Лестничные марши – по серии ЛМ-31.13,5.15-5-д

Прочие конструкции:

Лестницы спусков в подвал, монолитные железобетонные устраиваемые по грунту засыпки.

Инв. № подл.
Подпись и дата
Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата
28004-107-113-корр4-П-КР					

4. Инженерно-геологические условия площадки строительства.

Инженерно-геологические изыскания для подготовки проектной документации на объекте строительства жилого комплекса со встроенными помещениями (7.1-13.2 этап строительства, корпуса 3.1 - 3.7, 4.1 - 4.9) по адресу: Ленинградская область, Всеволожский район, ЗАО "Щеглово", уч. 4 кад. № 47:07:0957004:196, уч. 16 № 47:07:0957004:245 проводились ЗАО "ЛенТИСИЗ" согласно дополнительному соглашению №1, заключенному с ООО «Бонава Санкт-Петербург» к договору 28004-000-VI-46/2016/64-16 от 15 марта 2016 г., согласно дополнительному соглашению №1 к договору 99021-72/2021 от 02.04.2021 г. с ООО «Бонава Санкт-Петербург» выдано Некоммерческим партнерством «Объединение изыскателей», сертификат качества № SSAQ 000.3.1.0690 (ГОСТ Р ИСО 9001-2011). **Дополнительно в апреле 2021 г. пробурено 5 скважин на уч. 4 в связи с изменением посадки корпусов 4.4.1, 4.6, 4.8.**

Местоположение, геоморфология и рельеф.

Площадка проектируемого строительства жилого комплекса находится во Всеволожском районе Ленинградской области, севернее г. Всеволожска, на территории ЗАО «Щеглово», уч. 4, 16. Абсолютные отметки поверхности земли колеблются в пределах от 48,75 до 43,14 м (по данным нивелировки устьев скважин и точек статического зондирования).

- Расчетная зимняя температура наружного воздуха в наиболее холодной пятидневки - **26°C**;

- Согласно СП 131.13330.2012, нормативная глубина сезонного промерзания для насыпных грунтов, слежавшихся (**ИГЭ 1.1, 1.2**) составляет 1,45 м; для песков гравелистых (**ИГЭ 2, 2.1, 2.2**) - 1,28 м; для супесей твердых (**ИГЭ 3**) и пластичных ($IL < 0,5$) (**ИГЭ 6.1**) - 1,20 м; для суглинков полутвердых (**ИГЭ 4**) - 0,98 м.

Геологическое строение.

По составу и физико-механическим свойствам на исследуемом участке выделено 9 инженерно-геологических элементов (ИГЭ).

В геологическом строении участка по данным бурения и статического зондирования до глубины 20,0 м принимают участие:

- современные техногенные образования (*t IV*), представленные насыпными грунтами, слежавшимися: супесями (**ИГЭ 1.1**) и песками (**ИГЭ 1.2**);

- верхнечетвертичные озерно-ледниковые (*lg III*) отложения, представленные песками гравелистыми, плотными (**ИГЭ 2**), песками средней крупности средней плотности (**ИГЭ 2.1**), песками средней крупности плотными (**ИГЭ 2.2**) супесями твердыми, ожелезненными (**ИГЭ 3**), суглинками полутвердыми, ожелезненными (**ИГЭ 4**), суглинками мягкопластичными, тиксотропными (**ИГЭ 5**), супесями пла-

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №							Лист
			28004-107-113-корр4-П-КР						
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата				

стичными ($IL < 0,5$) (**ИГЭ 6.1**), супесями пластичными ($IL > 0,5$), тиксотропными (**ИГЭ 6.2**) и песками пылеватыми, плотными (**ИГЭ 7**).

Отложения с поверхности практически повсеместно (за исключением скв. №№ 25, 26, 32) перекрыты почвенно-растительным слоем мощностью 0,20 - 0,40.

Четвертичная система – Q
Современные отложения – Q IV
Техногенные образования – t IV

ИГЭ 1.1 – Насыпные грунты, слежавшиеся: супеси пылеватые пластичные, коричневые, перемешанные с супесями твердыми и песками пылеватыми, влажными, с гравием и галькой изверженных пород до 10 %. Срок отсыпки более 10 лет. Имеют ограниченное распространение. Залегают под почвенно-растительным слоем на глубинах 0,20 - 0,30 м в скв. №№ 4, 5, 11 - 14, 19 - 21, 32, 34 и с поверхности в скв. 32 (абс. отм. кровли 39,70 - 46,40 м), мощность составляет 0,80 - 2,30 м.

Коэффициент фильтрации для насыпных грунтов, слежавшихся (**ИГЭ 1.1**) составляет 0,10 м/сут (приводится по «Справочнику техника-геолога по инженерно-геологическим и гидрогеологическим работам», 1982 г.).

ИГЭ 1.2 – Насыпные грунты, слежавшиеся: пески разной крупности, коричневые, влажные, перемешанные с супесями пластичными, с гравием и галькой изверженных пород до 5 %. Срок отсыпки более 10 лет. Залегают в скв. №№ 6, 9, 10, 17, 18, 22 - 24, 29 - 31, 33 под почвенно-растительным слоем на глубине 0,20 м (абс. отм. кровли 39,60 - 43,70 м), мощность составляет 0,50 - 1,80 м.

Коэффициент фильтрации для насыпных грунтов, слежавшихся (**ИГЭ 1.2**) составляет 2,00 м/сут (приводится по «Справочнику техника-геолога по инженерно-геологическим и гидрогеологическим работам», 1982 г.).

Верхнечетвертичные отложения – Q III
Озерно-ледниковые отложения - lg III

Озерно-ледниковые отложения представлены песками гравелистыми, плотными (**ИГЭ 2**), песками средней крупности средней плотности (**ИГЭ 2.1**), супесями твердыми, ожелезненными (**ИГЭ 3**), суглинками полутвердыми, ожелезненными (**ИГЭ 4**), суглинками мягкопластичными, тиксотропными (**ИГЭ 5**), супесями пластичными ($IL < 0,5$) (**ИГЭ 6.1**), супесями пластичными ($IL > 0,5$), тиксотропными (**ИГЭ 6.2**) и песками пылеватыми, плотными (**ИГЭ 7**). Распространены повсеместно на исследуемой территории и залегают с поверхности, под почвенно-растительным слоем, современными техногенными образованиями.

ИГЭ 2.1 – Пески средней крупности, средней плотности, неоднородные, коричневые, с прослоями песков мелких, влажные. Имеют ограниченное распространение. Залегают на глубинах 0,60 – 1,50 м (абс. отм. кровли 40,30 - 41,30 м), мощность составляет 0,50 - 1,30 м.

ИГЭ 2.2 – Пески средней крупности, плотные, неоднородные, коричневые, с прослоями песков мелких, влажные. Залегают на глубинах 0,90-1,30 м (абс. отм. кровли от 43,10 до 44,50 м), мощность составляет 0,50-0,70 м. Нормативные характеристики: плотность

Взам. инв. №						Инв. № подл.	28004-107-113-корр4-П-КР	Лист			
								8			
Подпись и дата						Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

грунта 1,98 г/см³, угол внутреннего трения 38°, удельное сцепление 0,002 МПа, модуль деформации 42,0 МПа. Коэффициент фильтрации 5,0 м/сут.

ИГЭ 2 – Пески гравелистые, плотные, неоднородные, коричневые, с прослоями песков крупных, влажные. Имеют ограниченное распространение. Залегают на глубинах 0,20 - 1,50 м (абс. отм. кровли 39,60 - 42,90 м), мощность составляет 1,00 - 2,00 м.

Коэффициент фильтрации для песков гравелистых (**ИГЭ 2**) составляет 50,00 м/сут (приводится по «Справочнику техника-геолога по инженерно-геологическим и гидрогеологическим работам», 1982 г.).

ИГЭ 3 – Супеси пылеватые твердые, ожелезненные, с прослоями супесей пластичных, коричневые, с прослоями песков пылеватых, влажных, с гравием и галькой изверженных пород до 5 %. Залегают на глубинах 0,20 - 2,50 м (абс. отм. кровли 37,70 - 45,40 м), мощность составляет 0,80 - 4,30 м.

Коэффициент фильтрации для супесей твердых (**ИГЭ 3**) составляет 0,10 м/сут (приводится по «Справочнику техника-геолога по инженерно-геологическим и гидрогеологическим работам», 1982 г.).

ИГЭ 4 – Суглинки легкие пылеватые полутвердые, ожелезненные, коричневые, с прослоями песков пылеватых, влажных, с гравием и галькой изверженных пород до 5 %. Залегают с поверхности и на глубинах 0,20 - 4,50 м (абс. отм. кровли 38,70 - 44,70 м), мощность составляет 1,50 - 3,50 м.

Коэффициент фильтрации для суглинков полутвердых (**ИГЭ 4**) составляет 0,05 м/сут (приводится по «Справочнику техника-геолога по инженерно-геологическим и гидрогеологическим работам», 1982 г.).

ИГЭ 5 – Суглинки легкие пылеватые мягкопластичные, тиксотропные, с прослоями суглинков тугопластичных, серые, с прослоями песков пылеватых, насыщенных водой и супесей пластичных. Имеют ограниченное распространение. Залегают на глубинах 1,30 - 4,50 м (абс. отм. кровли 37,40 - 41,70 м), мощность составляет 1,40 - 3,70 м.

ИГЭ 6.1 – Супеси пылеватые пластичные ($IL < 0,5$), в кровле - ожелезненные, коричневые, с прослоями песков пылеватых, влажных и суглинков полутвердых. Залегают на глубинах 1,00 - 9,00 м (абс. отм. кровли 33,10 - 44,70 м), мощность, в том числе вскрытая, составляет 0,70 - 7,00 м.

ИГЭ 6.2 – Супеси пылеватые пластичные ($IL > 0,5$), тиксотропные, серые, с прослоями песков пылеватых, насыщенных водой и суглинков мягкопластичных. Залегают на глубинах 1,50 - 7,00 м (абс. отм. кровли 35,90 - 40,40 м), мощность, в том числе вскрытая, составляет 1,20 - 9,70 м.

ИГЭ 7 – Пески пылеватые, плотные, неоднородные, серые, насыщенные водой, с прослоями супесей пластичных. Залегают на глубинах 3,80 - 16,50 м (абс. отм. кровли 27,70 - 42,80 м), вскрытая мощность составляет 2,50 - 16,10 м.

В верхнечетвертичных озерно-ледниковых суглинках мягкопластичных (**ИГЭ 5**) и супесях пластичных ($IL > 0,5$) (**ИГЭ 6.2**) отмечена способность к тиксотропным

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					28004-107-113-корр4-П-КР	Лист
			Изм.	Кол.уч	Лист	№ док		

превращениям, которая выражается в переходе этих грунтов в более текучее состояние под воздействием динамических нагрузок, а после прекращения – в частичном восстановлении своей структуры и прочности. Тиксотропные свойства подтверждаются разницей в наименовании консистенции по визуальному описанию, по показателю «С_в» и «I_L».

Разность средних значений «С_в» при нарушенной и ненарушенной структуре в суглинках мягкопластичных (ИГЭ 5) составляет 0,39, в супесях пластичных (I_L>0,5) (ИГЭ 6.2) - 0,30; степень выраженности структурных связей в суглинках мягкопластичных (ИГЭ 5) и супесях пластичных (I_L>0,5) (ИГЭ 6.2) - средняя. (Методические указания П.О. Бойченко «Определение пределов пластичности и консистенции глинистых грунтов методом конуса», ЛГУ, 1964 г.).

Гидрогеологические условия.

Гидрогеологические условия участка работ на глубину бурения до 20,0 м характеризуются наличием подземных вод приуроченных к комплексу четвертичных отложений.

В верхней части разреза развиты подземные воды, приуроченные к прослоям песков пылеватых в глинистых грунтах озерно-ледникового генезиса (*lg III*). Воды безнапорные. В период буровых работ (ноябрь, декабрь 2015, март 2016 г.) подземные воды вскрыты в скв.№№3, 5 на глубинах 1,30 - 1,60 м (абс.отм. 39,80 - 41,70 м) и в остальных скважинах на глубинах 3,00 – 6,20 м (абс.отм. 35,90 - 41,00 м). Зафиксированные на момент бурения уровни близки к минимальным. Питание подземных вод осуществляется за счет инфильтрации атмосферных осадков. Разгрузка осуществляется в местную гидрографическую сеть.

Максимальная многолетняя амплитуда колебания уровня подземных вод составляет 2,2 м (данные «Материалов отчетов о режиме подземных вод Ленинградского артезианского бассейна за 1987, 1990 г.» изд.1991 г.).

В неблагоприятные периоды года максимальные уровни грунтовых вод можно ожидать на 2,2 м выше уровней, зафиксированных при изысканиях. Также из-за низкой фильтрационной способности глинистых грунтов в верхней части разреза, слагающих исследованную территорию, возможно переувлажнение почвенно-растительного слоя и временное появление подземных вод типа "верховодка" в техногенных образованиях (*ИГЭ 1.2*), песках гравелистых (*ИГЭ 2*), не плотных песках (*ИГЭ 2.1*), плотных (*ИГЭ 2.2*) застой инфильтрационных вод в верхней части разреза с образованием "открытого зеркала" грунтовых вод.

В нижней части разреза развиты подземные воды, приуроченные к пескам пылеватым (*ИГЭ 7*). Вскрыты на глубинах 5,50 - 16,50 м (абс. отм. 27,70 - 39,30 м). Воды напорные. Величина напора составляет 1,20 - 13,30 м. Пьезометрический уровень установился на глубине 1,30 - 8,70 м (абс. отм. 34,90 - 41,00 м). Верхним относительным водоупором являются суглинки мягкопластичные (*ИГЭ 5*), супеси пластичные (*ИГЭ 6.1, 6.2*), нижний водоупор не вскрыт. Верхний водоупор развит

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №							Лист
			28004-107-113-корр4-П-КР						
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата				

не повсеместно. В местах его отсутствия - подземные воды безнапорные, имеют общий уровень с выше описанными безнапорными подземными водами.

Агрессивность грунтовых вод.

Безнапорные подземные воды слабоагрессивны к бетонам марки W4 по бикарбонатной щелочности и содержанию агрессивной углекислоты. По отношению к бетонам марок W6, W8 и к арматуре железобетонных конструкций подземные воды неагрессивны (в соответствии с СП 28.13330.2012, табл. В.3, В.4, Г.2).

Безнапорные подземные воды по отношению к свинцовой оболочке кабеля обладают высокой степенью коррозионной агрессивности по общей жесткости. По отношению к алюминиевой оболочке кабеля подземные воды обладают средней степенью коррозионной агрессивности по содержанию хлор-ионов (в соответствии с табл. 2, 4 ГОСТ 9.602-2005).

Подземные воды, приуроченные к пескам пылеватым (ИГЭ 7) слабоагрессивны к бетонам марки W4 по бикарбонатной щелочности и содержанию агрессивной углекислоты. По отношению к бетонам марок W6, W8 и к арматуре железобетонных конструкций подземные воды неагрессивны (в соответствии с СП 28.13330.2012, табл. В.3, В.4, Г.2)

Грунты неагрессивны к бетонам марок W4, W6, W8 и к железобетонным конструкциям (в соответствии с СП 28.13330.2012, табл. В.1, В.2).

Грунты по отношению к свинцовой оболочке кабеля обладают средней степенью коррозионной агрессивности по водородному показателю, содержанию органических веществ и нитрат-ионов.

По отношению к алюминиевой оболочке кабеля грунты обладают средней степенью коррозионной агрессивности по водородному показателю и высокой степенью коррозионной агрессивности по содержанию хлор-ионов (табл. 2,4 ГОСТ 9.602-2005).

Грунты обладают средней степенью коррозионной агрессивности по отношению к конструкциям из углеродистой и низколегированной стали (в соответствии с табл.1 ГОСТ 9.602-2005)

Свойства грунта.

Нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик грунтов.

Таблица 1

Инв. № подл.	Взам. инв. №						Лист
Инв. № подл.	Взам. инв. №						Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	11

№ Элемента	Наименование грунтов	Геологический индекс	Плотность грунта, г/см ³			Коэффициент пористости e	Естественная влажность, д.е. W _e	Число пластичности I _p	Показатель текучести I _L /C _u	Прочностные характеристики						Модуль деформации, МПа кгс/см ²	Примечание
			ρ _n	ρ _t	ρ _l					Угол внутреннего трения, [°]			Сцепление, МПа кгс/см ²				
1.1	Насыпные грунты, сляжшившиеся: супеси	IV	В качестве основания не рекомендуются R ₀ = 0,10 МПа (1,0 кгс/см ²)														R ₀ – СП 22.13330.2016 Приложение Б, табл. Б.9
1.2	Насыпные грунты, сляжшившиеся: пески разной крупности	IV	В качестве основания не рекомендуются R ₀ = 0,08 МПа (0,8 кгс/см ²)														R ₀ – СП 22.13330.2016 Приложение Б, табл. Б.9
2.1	Пески средней крупности, средней пластичности	lg III	1,77	1,75	1,77	0,606	0,073	-	-	37	33	37	0,002 0,02	0,001 0,01	0,002 0,02	32 350	φ, c, E – СП 22.13330.2016, прил. А, табл. А.1
2.2	Пески средней крупности, плотные, неоднородные	lg III	1,98	1,96	1,98	0,532	0,142	влажные	-	38	35	38	0,002 0,02	0,001 0,01	0,002 0,02	42 420	φ, c, E – СП 22.13330.2016, Прил. А, табл. А.1
2	Пески гравелистые, плотные, неоднородные	lg III	2,03*	2,01*	2,03*	0,497*	0,146*	влажные	-	42	38	42	0,002 0,02	0,001 0,01	0,002 0,02	45 450	φ, c, E – СП 22.13330.2016, Прил. А, табл. А.1
3	Супеси пылеватые твердые, окисленные	lg III	2,18	2,16	2,17	0,416	0,150	0,067	-0,25	29	28	28	0,035 0,35	0,033 0,33	0,033 0,33	17 170	φ, c, E – лабораторные данные
4	Суглинки легкие пылеватые полутвердые, окисленные	lg III	1,98	1,97	1,98	0,732	0,260	0,103	0,20 -0,04	22	21	21	0,040 0,40	0,038 0,38	0,038 0,38	12 120	φ, c, E – лабораторные данные
5	Суглинки легкие пылеватые мягкопластичные, тиксотропные	lg III	1,95	1,94	1,94	0,801	0,291	0,103	0,56 0,07	17	16	16	0,020 0,20	0,018 0,18	0,018 0,18	9 90	φ, c, E – лабораторные данные
6.1	Супеси пылеватые пластичные (И _L <0,5), окисленные	lg III	1,99	1,98	1,99	0,681	0,248	0,066	0,23 0,00	26	24	25	0,020 0,20	0,019 0,19	0,019 0,19	12 120	φ, c, E – лабораторные данные
6.2	Супеси пылеватые пластичные (И _L >0,5), тиксотропные	lg III	1,96	1,95	1,96	0,753	0,271	0,067	0,61 0,13	23	21	22	0,013 0,13	0,012 0,12	0,012 0,12	10 100	φ, c, E – лабораторные данные
7	Пески пылеватые, плотные, неоднородные	lg III	2,10	2,09	2,10	0,494	0,182	водонасыщ	-	35	32	35	0,007 0,07	0,005 0,05	0,007 0,07	34 340	φ, c, E – СП 22.13330.2016, Прил. А, табл. А.1

Примечание: 1). Доверительная вероятность принята равной при расчете ρ_t, φ_l, C_l - α=0.95; ρ_{l1}, φ_{l1}, C_{l1} - α=0.85.

Согласно п. 8.5. СП 11-105-97 определены величины глубины сжимаемой толщи для зданий 7-13 этажа строительства. Н_c находится в пределах 10.0 -11.0 м (таблица 1).

Исходя из полученных величин достаточная глубина выработки равна 13 метров.

Вывод: Применение выработок глубиной 13 метров для расчета зданий не противоречит нормам СП 11-105-97.

Таблица 2

№№ зданий (по экспликации генплана)	Назначение здания	Этажность ответственности сооружения	Высота сооружения (до верха ограждения на кровле) в м	Размер в плане, м	Фундаменты				
					тип	Глубина подошвы ф-та, м	Нагрузка на фундаментную плиту 1 м ² кН/м ²	Глубина сжимаемой толщи, м	Усредненный модуль деформации E МПа
3.5	многоквартирное	6 этажей (2 уровень ответственности)	22.5	26.8x21,6	ФП	1.54	11.2	10,6	26,34
4.6								10.1	26,12

При определении расчетного сопротивления грунта принят усредненный несущий слой – песков (ИГЭ 2.1), супеси (супеси ИГЭ-3). В зависимости от ширины фундамента расчетное сопротивление грунта R=0,236...0,413 Н/мм² (2,36...4,1 кг/см²).

Краевые давления при действии изгибающего момента не превышают 1,2R. Напряжения под всеми фундаментами здания соответствуют трапецидальной эпюре.

В расчете использовались откорректированные данные по слоям ИГЭ 2.1, ИГЭ 3 и ИГЭ 6.1 (см. таб. 2)

Предельное сопротивление основания в 1,41...3,39 раза превышает расчетную нагрузку на основание F.

Пересчитаны осадки оснований с использованием полной расчетной модели здания со стыковой модели грунта построенной по откорректированным данным инженерно-геологическим исследованиям, в виде расчетной модели Пастернака по линейно деформируемому полупро-

Инв. № подл.

Подпись и дата

Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	Лист
							12

странству с учетом загрузки соседних фундаментов зданий. Допустимые осадки основания для многоэтажного безкаркасного здания с несущими стенами из крупных панелей $s_{max,u}=12\text{см}$. Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$ (за L принимают расстояние между углами плитного фундамента в направлении горизонтальных нагрузок) не превышает 0,0016. Предельные значения относительного прогиба здания ограничено $0,5(\Delta s/L)_u$, а относительного выгиба $0,25(\Delta s/L)_u$. Средняя осадка здания, вычисляется как средневзвешенное значение абсолютных осадок и равное 5.1 см, что меньше максимально допустимой осадки $s_{max,u}$.

Основные положения подземной части зданий см. Том. 4.1 – Конструктивные и объемно-планировочные решения. 28004–107–113 корр4–КР1.

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					28004-107-113-корр4-П-КР	Лист
								13
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата			

5. Нагрузки и воздействия, принятые для расчета.

Постоянные равномерно-распределенные нагрузки.

Таблица 2.

	Толщина, мм	Норм. нагрузка, кПа	γ_f	Расчетная нагрузка, КПа
--	----------------	---------------------------	------------	-------------------------------

Тип 1. Помещения с влажным режимом: душевые, санузлы, кухни (не 1 этаж).

1	Керамическая плитка	25	0,60	1,1	0,66
2	Гидроизоляция		0,013	1,2	0,016
3	Бетонная стяжка	30	0,72	1,3	0,94
4	Нагрузка от перегородок		0,5	1,3	0,65
5	Кратковременная эксплуатационная		1,5	1,3	1,95
	Итого:		3,333		4,216

Тип 2. Помещения с влажным режимом: душевые, санузлы, кухни (1 этаж).

1	Керамическая плитка	25	0,6	1,1	0,66
2	Гидроизоляция		0,013	1,2	0,016
3	Бетонная стяжка	30	0,72	1,3	0,94
4	Утеплитель	50	0,0225	1,2	0,027
5	Нагрузка от перегородок		0,5	1,3	0,65
6	Кратковременная эксплуатационная		1,5	1,3	1,95
	Итого:		3,356		4,243

Тип 3. Междуквартирные коридоры.

1	Керамическая плитка	10	0,24	1,1	0,264
2	Плиточный клей	8	0,112	1,2	0,135
3	Выравнивающая стяжка	25	0,60	1,3	0,78
4	Нагрузка от перегородок		0,5	1,3	0,65
5	Кратковременная эксплуатационная		3,0	1,2	3,6
	Итого:		4,452		5,429

Тип 4. Междуетажные площадки.

1	Керамическая плитка	10	0,24	1,1	0,264
2	Плиточный клей	10	0,14	1,2	0,168
3	Выравнивающая стяжка	25	0,60	1,3	0,78
4	Нагрузка от перегородок		0,5	1,3	0,65
5	Кратковременная эксплуатационная		3,0	1,2	3,6
	Итого:		4,48		5,462

Тип 5. Квартира (1этаж).

1	Ламинат или паркетная доска	15	0,135	1,1	0,149
2	Стяжка бетон+стекловолокно	30	0,72	1,3	0,94
3	Утеплитель	50	0,0225	1,2	0,027
4	Нагрузка от перегородок		0,5	1,3	0,65
5	Кратковременная эксплуатационная		1,5	1,3	1,95
	Итого		2,878		3,716

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

28004-107-113-корр4-П-КР

Лист

14

Тип 6. Квартира (не 1этаж).

1	Ламинат или паркетная доска	15	0,135	1,1	0,149
2	Стяжка бетон + стекловолокно	30	0,72	1,3	0,94
3	Нагрузка от перегородок		0,5	1,3	0,65
4	Кратковременная эксплуатационная		1,5	1,3	1,95
	Итого:		2,855		3,689

Тип 7. Плита покрытия.

1	Листы цсп	24	0,72	1,3	0,94
3	Керамзитовый гравий $\gamma=600$ кг/м ³ , по уклону	320	1,92	1,3	2,496
4	Пенополистирол	170	0,051	1,2	0,062
5	Пароизоляция		0,013	1,2	0,016
6	Снег, III район		1,26		1,80
	Итого:		3,964		5,314

Нагрузка от собственного веса

1	Плита перекрытия	200	2,96	1,1	3,26
---	------------------	-----	------	-----	------

Временные нагрузки на плиты перекрытий и лестницы.

Таблица 3.

		Норм. нагрузка, КПа	γf	Расчетная нагрузка, КПа
1	Жилые квартиры:			
	Кратковременная	1,5	1,3	1,95
	Длительная	0,3	1,3	0,39
2	Коридоры, лестницы:			
	Кратковременная	3,0	1,2	3,6
	Длительная	1,0	1,2	1,2
3	Технические помещения (ГРЩ):			
	Длительная	7,0	1,05	7,35

Инв. № подл.

Подпись и дата

Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

28004-107-113-корр4-П-КР

Лист

15

Комбинации.

НГ-1 – нормативная нагрузка от несущих конструкций, определяется автоматически программным комплексом.

НГ-2 – нормативная нагрузка от конструкций полов, равна 1,356 кН/м².

НГ-3 – нормативная нагрузка от конструкций кровли, равна 1,30 кН/м².

НГ-4 – нормативная нагрузка от перегородок, принимаем равной 1 кН/м².

НГ-5 – временная нормативная нагрузка в квартирах жилых зданий, равна 1,5 кН/м².

НГ-6 – временная нормативная нагрузка в коридорах, равна 3 кН/м².

НГ-7 – временная нормативная нагрузка в тех помещениях, равна 7 кН/м².

НГ-8 – нормативная снеговая нагрузка на кровлю 1,26 кН/м².

НГ-9 – нормативная ветровая нагрузка в направлении оси Y (цифровых осей).

НГ-10 – нормативная ветровая нагрузка в направлении оси X (буквенных осей).

К-1 – комбинация для расчета на опрокидывание с ветром в направлении оси Y.

К-2 – комбинация для расчета на опрокидывание с ветром в направлении оси X.

К-3 – комбинация для расчета на устойчивость формы с ветром в направлении оси Y.

К-4 – комбинация для расчета на устойчивость формы с ветром в направлении оси X.

К-5 – комбинация для определения перемещений конструктивной схемы в целом, и отдельных ее элементов в направлении оси X.

К-6 – комбинация для определения перемещений конструктивной схемы в целом, и отдельных ее элементов в направлении оси Y.

К-7 и К-8 – комбинации для определения усилий в элементах конструктивной системы.

* - ветровая нагрузка см. таблицу 5.

* - при расчёте на перемещение и на устойчивость формы жесткостные характеристики умножаются на понижающий коэффициент (0,4 – для стен и для плит, вводимый к величине модуля упругости).

Таблица 4.

	НГ-1	НГ-2	НГ-3	НГ-4	НГ-5	НГ-6	НГ-7	НГ-8	НГ-9	НГ-10
К-1	1,00	1,00	1,00	1,00	0	0	0	0	1,40	-
К-2	1,00	1,00	1,00	1,00	0	0	0	0	-	1,40
К-3	1,10	1,22	1,30	1,20	1,17	1,08	1,00	1,29	1,26	-
К-4	1,10	1,22	1,30	1,20	1,17	1,08	1,00	1,29	-	1,26
К-5	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,95	0,90	0,90	-
К-6	1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,90	0,95	0,90	-	0,90
К-7	1,10	1,22	1,30	1,20	1,17	1,08	1,00	1,29	1,26	-
К-8	1,10	1,22	1,30	1,20	1,17	1,08	1,00	1,29	-	1,26

Инв. № подл.

Подпись и дата

Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

Расчет полного значения снеговой нагрузки.

Снеговая нагрузка - схема 1 (см. прил.3 СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»).

Расчетное значение снеговой нагрузки S на горизонтальную проекцию покрытия:

$$S = S_g \cdot \mu$$

где S_g – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли (принимается по табл. 4* СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия» в зависимости от снегового района); Для г. Всеволожск (III снеговой район) $S_g=180\text{ кгс/м}^2$.

где μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие по прил. 3 СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия».

Покрытие плоское, т.е. $\alpha \leq 25^\circ$, следовательно, $\mu=1$.

$$S = 180 \times 1 = 180\text{ кгс / м}^2$$

Нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли:

$$S_o = S_g \cdot 0.7 = 126\text{ кгс / м}^2$$

Коэффициент перехода к снеговой нагрузке в зоне выходов на кровлю.

$$1,5\text{ м} < d = 4,15\text{ м} \leq 5\text{ м}$$

следовательно, коэффициент перехода к снеговой нагрузке:

$$\mu = 1,5$$

$$b_1 = 2 \cdot h = 2 \cdot 2,93 = 5,86\text{ м}$$

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	

Максимальная нагрузка у перепада

Полное расчетное значение снеговой нагрузки:

$$S = S_g \cdot \mu = 1,8 \cdot 1,5 = 2,7 \text{ кПа}$$

Нормативное значение веса снегового покрова:

$$S_o = S \cdot 0,7 = 2,7 \cdot 0,7 = 1,89 \text{ кПа}$$

Горизонтальные нагрузки.

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки.

Согласно п. 6.2. СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», при расчете многоэтажных зданий высотой до 40м, пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается не учитывать.

Определение ветровой нагрузки.

Интенсивность распределенной ветровой нагрузки определяется по формулам:

- с наветренной стороны:

$$w = \gamma_f \cdot w_0 \cdot c \cdot k'$$

- с заветренной стороны:

$$w' = \gamma_f \cdot w_0 \cdot c' \cdot k$$

где γ_f – коэффициент надежности для ветровой нагрузки, принимаемый согласно СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», равным $\gamma_f = 1,4$;

w_0 – нормативный скоростной напор ветра для высоты над поверхностью земли до 5м, принимаемый по табл. 5 СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия» в зависимости от ветрового района, II район 0,30 кПа;

c и c' – аэродинамические коэффициенты по прил. 4 СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», для вертикальных поверхностей $c = 0,8$, $c' = -0,6$;

k – коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора в зависимости от высоты и типа местности, принимаемый по табл. 6 СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», тип местности В, равным:

при	$z=5\text{м}$	$k=0,5$
	10м	0,65
	20м	0,85
	40м	1,10

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №							Лист
			28004-107-113-корр4-П-КР						
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата				

Расчетные значения ветровых нагрузок на диски перекрытий и покрытие на единицу длины периметра.

Таблица 5.

Отметка перекрытия	k	Расчетная погонная нагрузка, кН/м ²	
		Наветренная сторона	Заветренная сторона
0,000	0,5	0,168	0,126
+3.000	0,5	0,168	0,126
+6.000	0,59	0,199	0,149
+9.000	0,68	0,229	0,172
+12.000	0,74	0,249	0,187
+15.000	0,80	0,269	0,202
+18.000	0,86	0,289	0,216

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					Лист
			28004-107-113-корр4-П-КР				
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	19	

6. Фундаменты

Фундаменты

Фундамент запроектирован плитно монолитный фундамент из тяжелого бетона В30 не менее W8 не менее F100 по ГОСТ 26633-91 “*Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия*”, армируются в двух направлениях арматурными стержнями класса А500С по СТО АСЧМ 7-93 “*Прокат стальной сортовой фасонного профиля*”.

Основные расчетные положения.

Расчет зданий производился на программном комплексе «Ли́ра-Сапр 2014 Стандарт плюс» и «Мономах-Сапр 2013 PRO». Сертификат подлинности ID ключа 793803206 от 14 февраля 2014 г.

Фундаменты рассчитаны на вертикальные и горизонтальные усилия объемной модели здания с привязкой к геологическим условиям площадки строительства, а также на эксцентриситет 2 см от стеновых панелей. Нагрузки на фундаменты представлены на чертежах П-КР Листы 3 -11.

При определении расчетного сопротивления грунта принят несущий слой супеси (супеси ИГЭ-3). В зависимости от ширины фундамента расчетное сопротивление грунта $R=0,236...0,413 \text{ Н/мм}^2$ ($2,36...4,1 \text{ кг/см}^2$). Краевые давления при действии изгибающего момента не превышают $1,2R$. Напряжения под всеми фундаментами здания соответствуют трапецидальной эпюре.

Предельное сопротивление основания в $1,41...3,39$ раза превышает расчетную нагрузку на основание F. Также фундаменты и подпорные стены рассчитаны на потерю устойчивости по следующим вариантам:

- плоский сдвиг по подошве;
- глубинный сдвиг;

Осадки оснований рассчитаны с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства методом послойного суммирования с учетом загрузки соседних фундаментов методом угловых точек. Допустимые осадки основания для многоэтажного безкаркасного здания с несущими стенами из крупных панелей $s_{\max,u}=12\text{см}$. Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$ (за L принимают расстояние между углами плитного фундамента в направлении горизонтальных нагрузок) не превышает 0,0016. Предельные значения относительного прогиба здания ограничено $0,5(\Delta s/L)_u$, а относительного выгиба $0,25(\Delta s/L)_u$. Средняя осадка зданий, вычисляется как средневзвешенное значение абсолютных осадок и равное 5.1 см, что меньше максимально допустимой осадки $s_{\max,u}$.

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №						28004-107-113-корр4-П-КР	Лист
									20
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата				

Приведенные предельные величины осадок даны с учетом построенной модели здания и его жёсткости. Разность осадок перпендикулярных стен меньше допустимого. Осадка смежных стен зданий, в особенности ненагруженными пустотными панелями, больше допустимого, т.е. происходит выгиб стен. Расчет здания производился с учетом поэтапного возведения здания с выравниванием уровней перекрытий, в каждом этапе рассматривалось 3 этажа. В каждом случае стены считаются с учетом совместной работы основание-фундамент-здание.

Сводная таблица осадок и кренов

Номер корпуса	Соотв. номера скважин в расчётной модели	Максимальная осадка (мм)	Средняя осадка (мм)	Крен вдоль X	Крен вдоль Y
3.5	29-30-33	54,4	50,1	-0,000303	8,8E-05
4.6	12-42-43	53,4	49,2	-0,000243	0,00031

Расчет основания и конструкций фундаментов

При расчете фундаментов по второму предельному состоянию (по деформациям) производится расчет на основное сочетание нагрузок, при этом нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки относятся к длительным нагрузкам и берутся с пониженным коэффициентом, согласно СТО 36554501-015-2008 "Нагрузки и воздействия". Коэффициент надежности по нагрузкам 1,0.

При расчете фундаментов по первому предельному состоянию (по несущей способности) производится расчет на основное сочетание нагрузок, при этом нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки относятся к кратковременным нагрузкам. Также при расчете фундаментов учитывается давление ветра, в зависимости от расположения проемов. Коэффициент надежности по нагрузкам в соответствии с СТО 36554501-015-2008.

При определении усилий на фундамент от нагрузки на перекрытия полные нормативные значения нагрузок умножается на коэффициент сочетания ϕ_3 (равный $\phi_3=0,65$).

Стены подвалов и подпорных стен рассчитываются на давление грунта и на давление от сплошной равномерно распределенной нагрузки от людей в размере $P_t=4,0\text{кПа}$.

Общие указания

Под фундаменты выполнить бетонную подготовку из бетона не менее В10 по гост 25192-82* толщиной 100 мм. Арматура монолитного железобетона А500С по СТО АСЧМ 7-93. Арматурные каркасы вязать отожжённой проволокой $\varnothing 2$ мм. Минималь-

Инв. № подл.	Взам. инв. №						Лист
Инв. № подл.	Взам. инв. №						Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	21

ная прочность конструкций после снятия опалубки должна быть как минимум 70% по прочности от проектной.

Все работы производить в соответствии с требованиями СНиП 3.03.01-87 "Несущие и ограждающие конструкции", СП 12-01-2004 "организация строительства", с соблюдением техники безопасности по СП 12-03-2001 "Безопасность труда в строительстве. Часть 1" и СП 12-04-2002 "Безопасность труда в строительстве. Часть 2".

Проект предназначен для производства работ в летнее время, при производстве работ в зимнее время руководствоваться соответствующими положениями СНиП 3.03.01-87.

Расчет оснований по деформациям

Модель грунтового основания

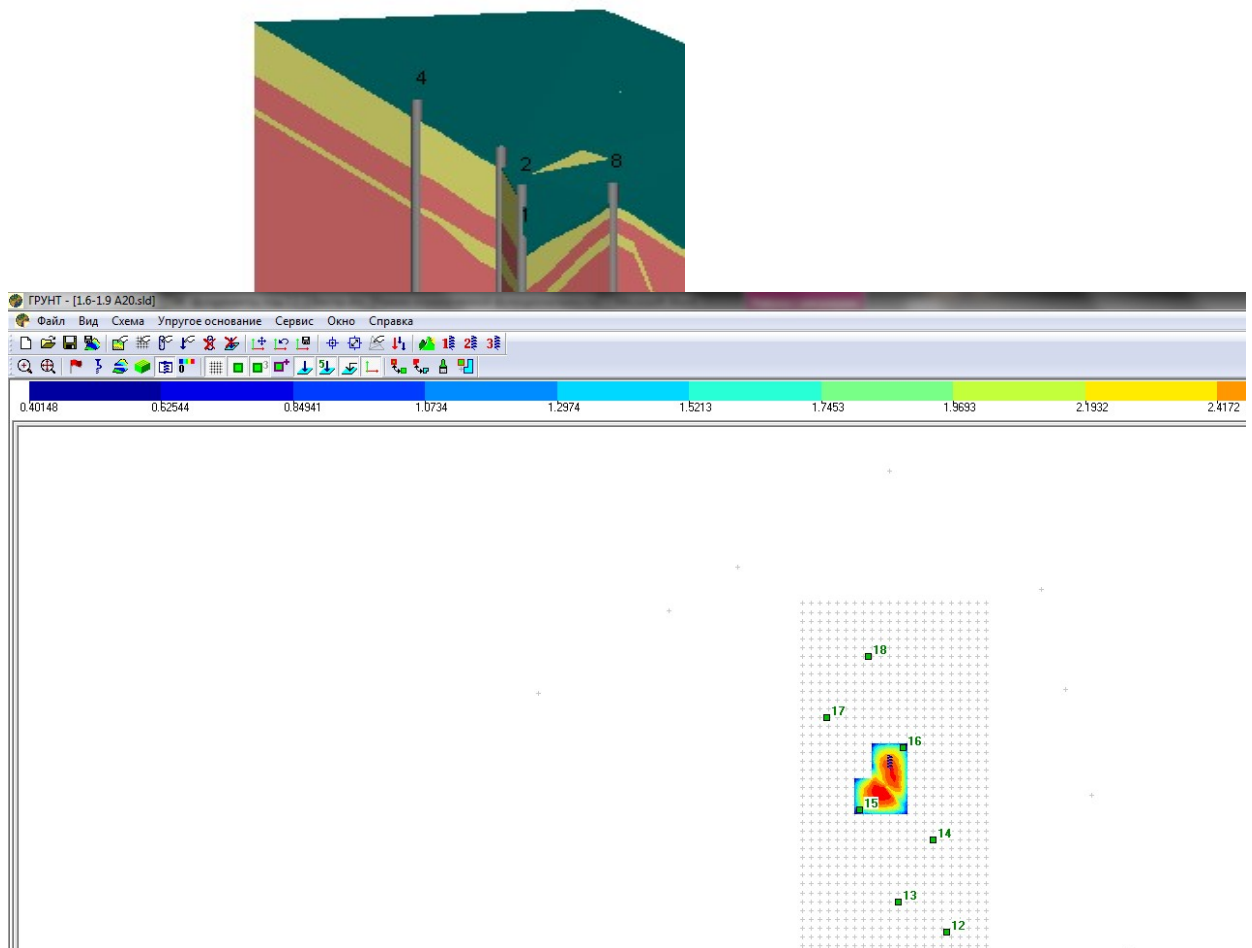


Рис. 4 Осадка зданий 3.5, 4.6 по расчетной модели Пастернака

Инв. № подл.	Взам. инв. №
Подпись и дата	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

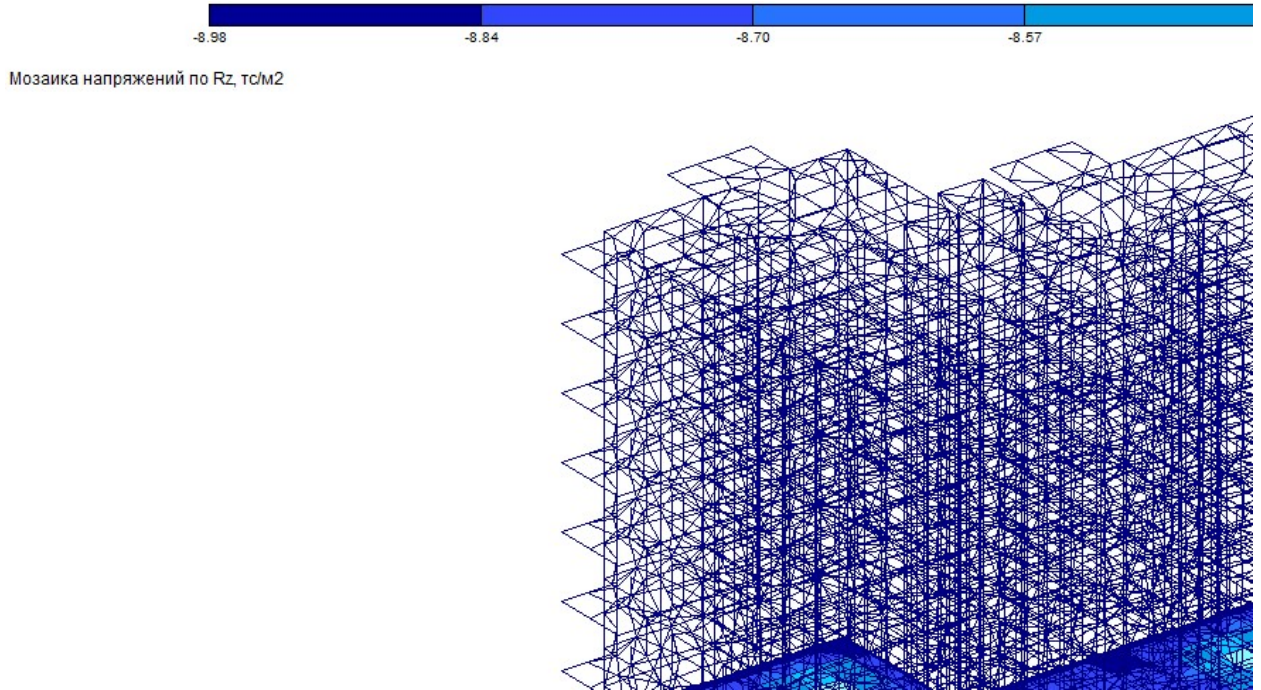


Рис. 5 Напряжения под подошвой фундамена Тип А.
Среднее давление под подошвой фундаментов равно $R = 8,59 \text{ кг/см}^2$ ($8,5 \text{ т/м}^2$)

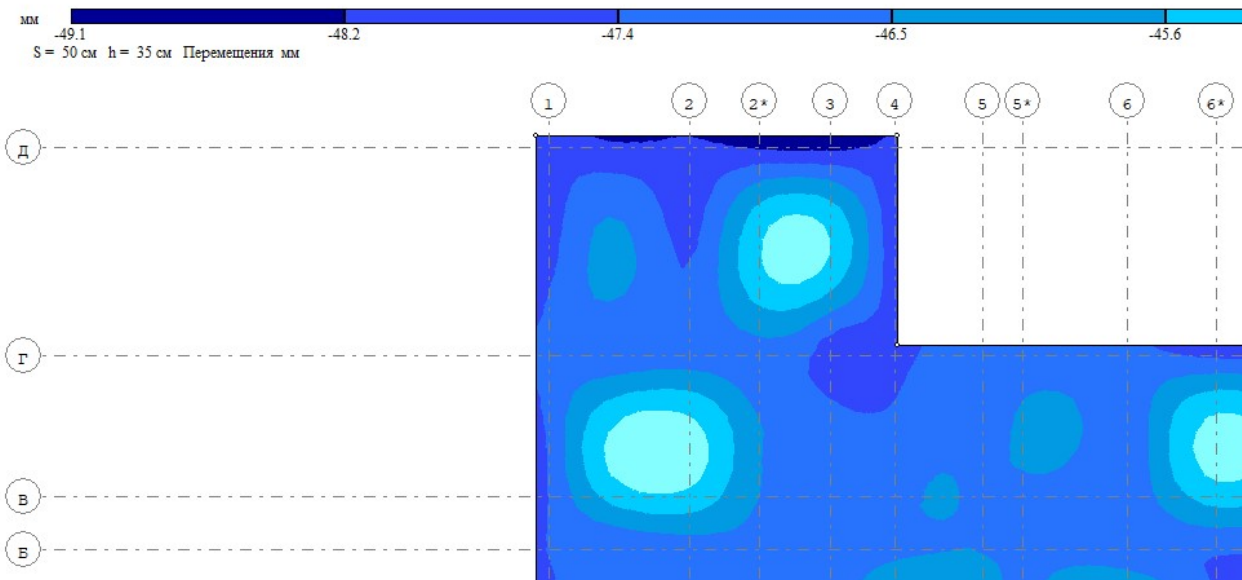


Рисунок 6 – Усредненные осадки корпусов Тип А

Выводы:

1. Несущая способность грунта обеспечивает устойчивую работу фундамента.
2. Осадки фундаментов не превышают допустимых осадок для данного типа зданий

$s_{max,u} = 12 \text{ см}$.

Взам. инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

Фундаментная плита

Расчетные усилия на фундаментную плиту.

b - толщина фундаментной плиты

S - площадь фундаментной плиты

Для фундаментных плит, смоделированных конечными элементами с жесткостью, включающей параметры упругого основания:

C1Min - минимальное значение жесткости упругого основания грунта на сжатие

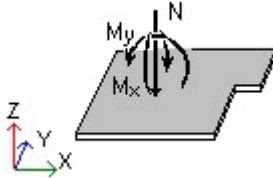
C1Max - максимальное значение жесткости упругого основания грунта на сжатие

C1Ave - усредненное значение жесткости упругого основания грунта на сжатие

C2Min - минимальное значение жесткости упругого основания грунта на сдвиг

C2Max - максимальное значение жесткости упругого основания грунта на сдвиг

C2Ave - усредненное значение жесткости упругого основания грунта на сдвиг



Обозначение	Размер	Описание	Положительный знак нагрузки определяет
N	тс	Вертикальная сила	Действие против оси Z
Mx	тс * м	Изгибающий момент относительно оси, сонаправленной с осью X и проходящей через центр тяжести фунд.плиты	Действие по часовой стрелки, если смотреть с конца оси X
My	тс * м	Изгибающий момент относительно оси, сонаправленной с осью Y и проходящей через центр тяжести фунд.плиты	Действие по часовой стрелки, если смотреть с конца оси Y
Rx	тс	Горизонтальная сила вдоль оси X	Действие против оси X
Ry	тс	Горизонтальная сила вдоль оси Y	Действие против оси Y

N	Загружение	Форма/ комбинация	N(тс)	Mx(тс*м)	My(тс*м)	Rx(тс)	Ry(тс)
Этаж N1 Фундаментная плита N1 b=0.35м, S=657.23м2, 1. Железобетон, C1Min=192.716тс/м3, C1Max=323.415тс/м3, C1Ave=229.087тс/м3, C2Min=2487.158тс/м2, C2Max=5070.201тс/м2, C2Ave=3996.877тс/м2							
1	1	Постоянная	5901.942	676.23	-795.101	-0	0
		Длительная	293.429	50.109	-60.576	-0	0
		Кр. времен.	935.381	125.549	-323.691	0	0
		Ветер 1	0	-0.161	-317.474	-26.183	0.014
		Ветер 2	0	600.805	-0.16	-0.011	-49.938
		Сочетание 1	7966.709	954.416	-1780.196	-36.657	0.02
		Сочетание 2	7966.709	954.866	-891.269	36.657	-0.02
		Сочетание 3	7966.709	1795.768	-1335.956	-0.015	-69.913
		Сочетание 4	7966.709	113.514	-1335.509	0.015	69.913

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Лист

28004-107-113-корр4-П-КР

24

Изм. Кол.уч Лист № док Подпись Дата

Расчётные значения усилий в фундаментной плите.

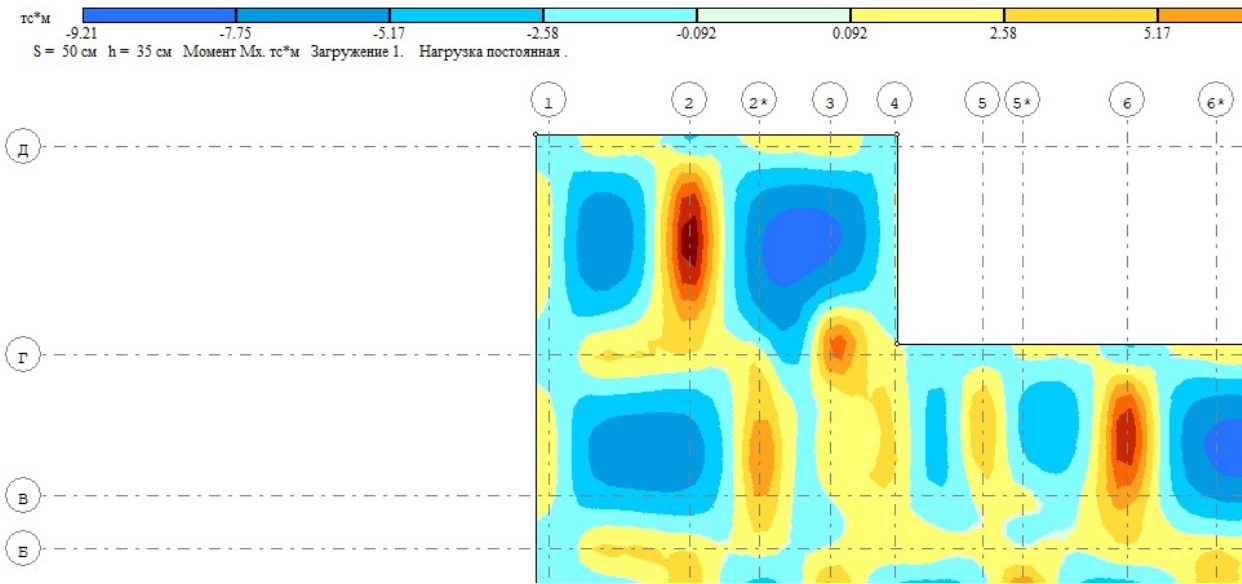


Рисунок 7 – Напряжения M_x в фундаментной плите от действия нагрузки здания.

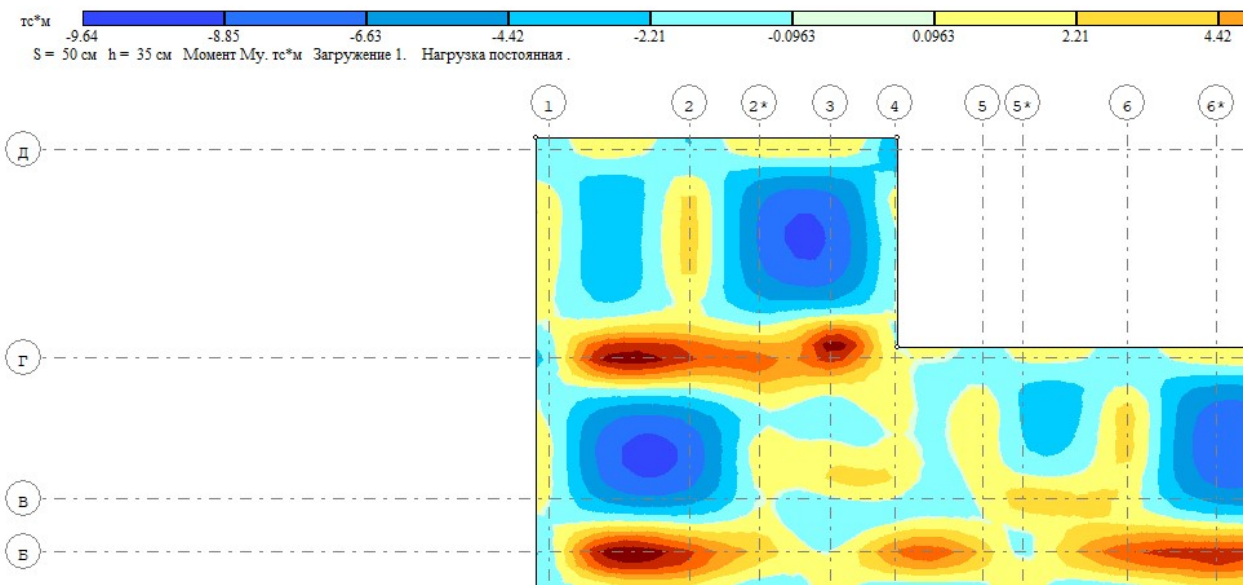


Рисунок 8 – Напряжения M_y в фундаментной плите от действия нагрузки здания.

Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

7. Описание расчетной модели здания и результаты расчета.

Суммарные нагрузки на стены и колонны, тс, тс²/м

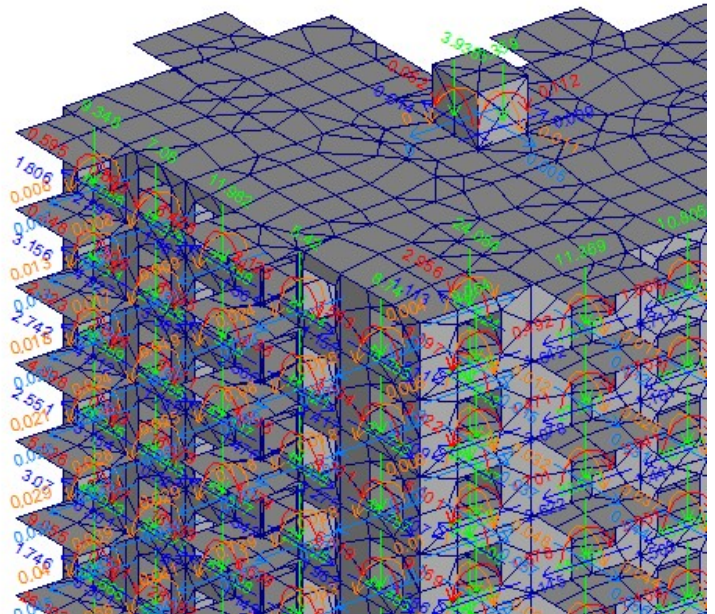


Рис. 9 Расчетная схема здания .

Учитывая форму и геометрию здания, при использовании перекрёстно-стеновой расчётной схемы, основной принцип анализа расчёта, заключался в рассмотрении растягивающих и сжимающих напряжений у основания стен жёсткости, а также перемещения здания и определения устойчивости формы, учитывая деформативность основания. Стены ядра жёсткости являются вертикальные элементы, расположенные параллельно действию сил ветра.

Представленные далее раскладки стен жёсткости показывают действия сил (сжатие/растяжение) по вертикальной оси каждого элемента.

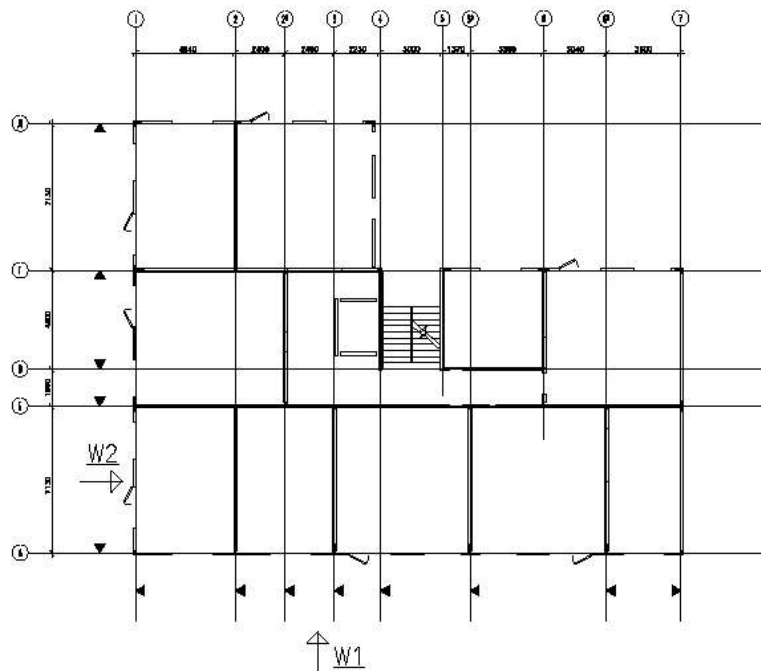


Рис. 10 Рассмотренные направления действия ветровой нагрузки.

Инв. № подл.	Взам. инв. №
Подпись и дата	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата



Изополю напряжений по N_y , тс/м²

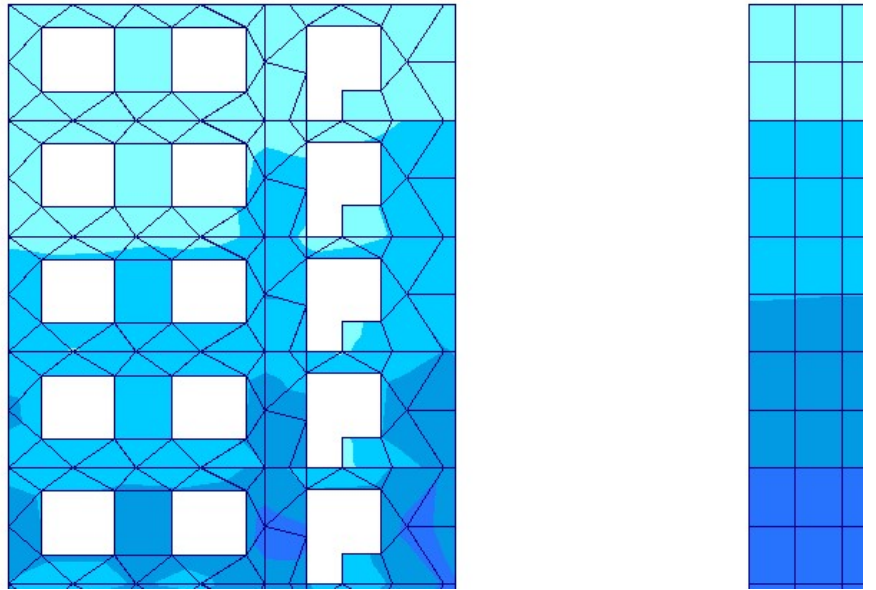


Рис. 13 Ось Г.



Изополю напряжений по N_y , тс/м²

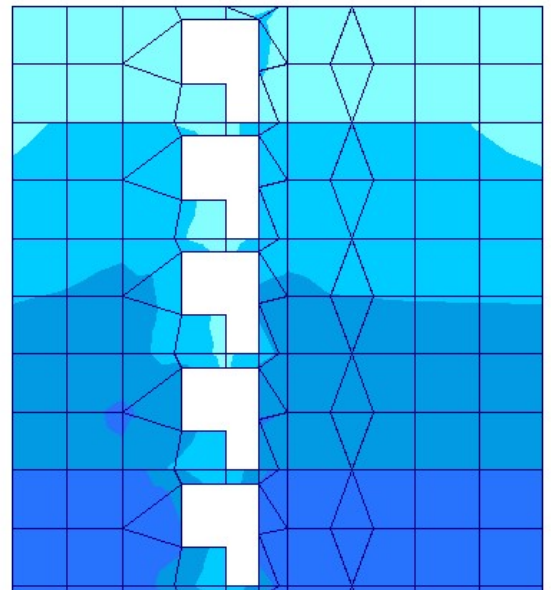


Рис. 14 Ось 7.

Инв. № подл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата



Изополю напряжений по N_y , тс/м²

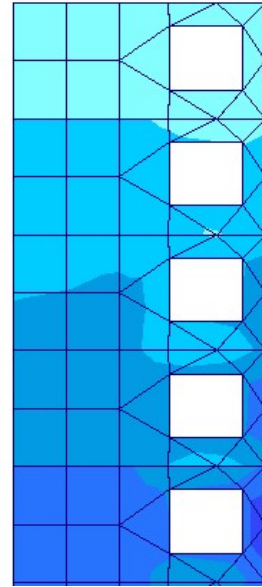


Рис. 15 Ось 4.

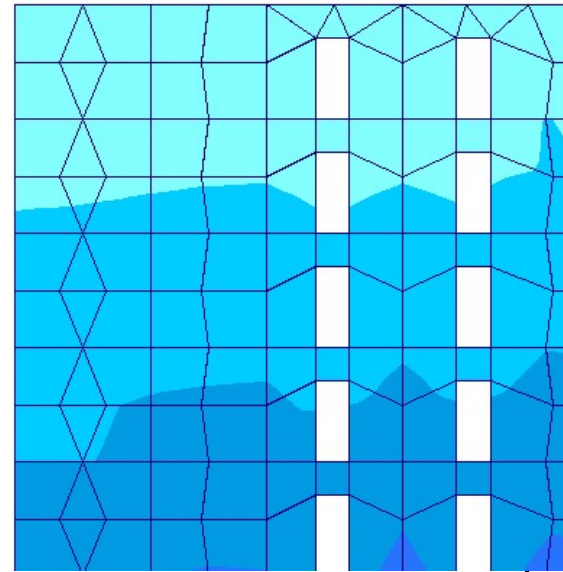
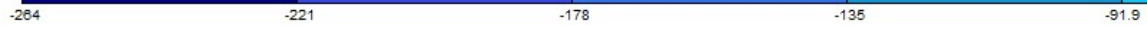
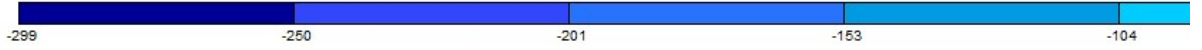


Рис. 16 Ось Б.

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата



Изополя напряжений по N_y , тс/м²

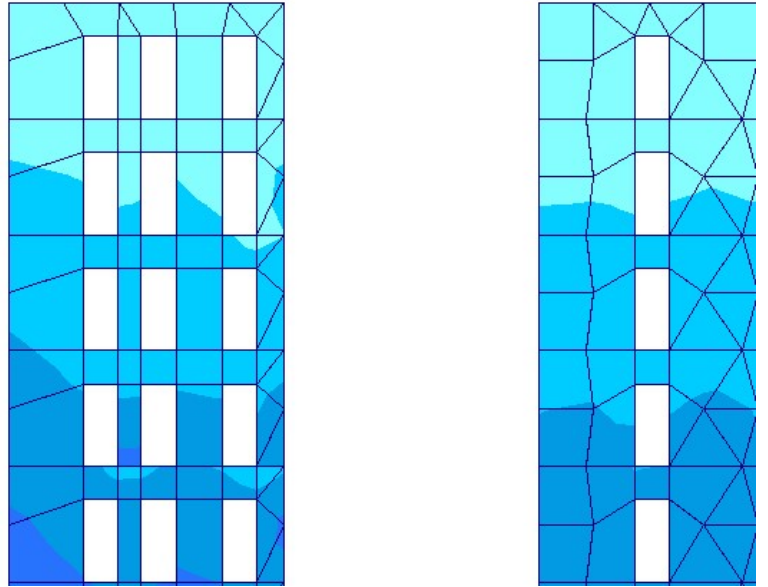


Рис. 17 Ось 2.



Изополя напряжений по N_y , тс/м²

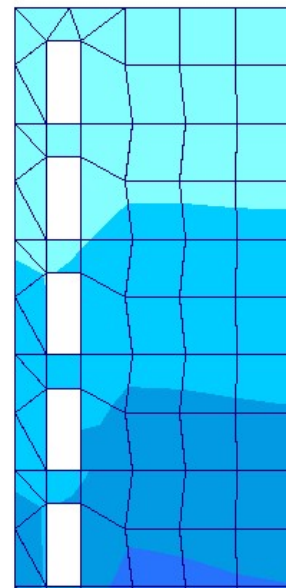


Рис. 18 Ось 5/1.

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №
--------------	----------------	--------------

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

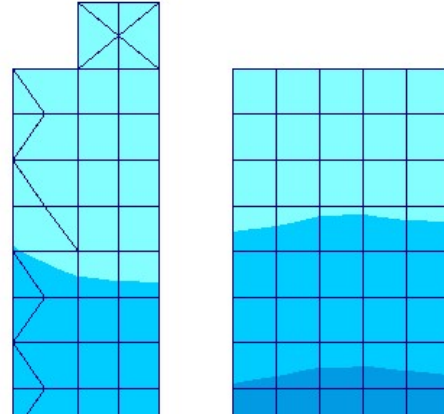
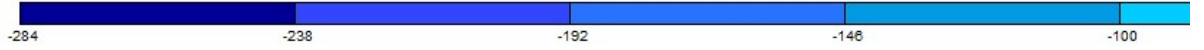
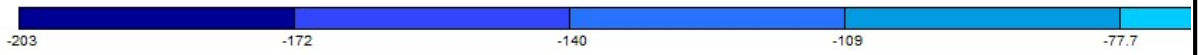


Рис. 19 ось 3.



Изополя напряжений по N_y , тс/м²

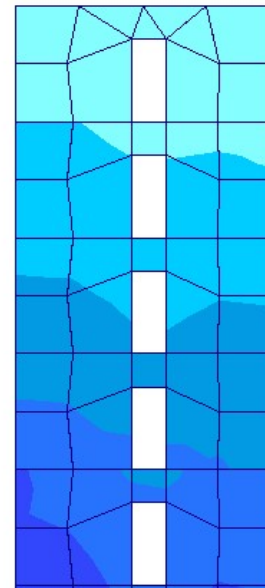


Рис. 20 Ось 2*.

Инв. № подл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата



Изополю напряжений по N_y , тс/м²

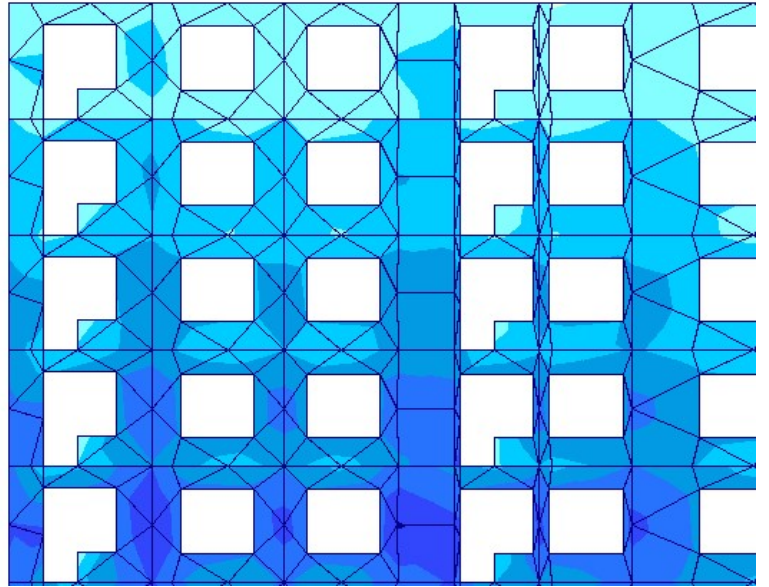


Рис. 21 Ось 1.



Изополю напряжений по N_y , тс/м²

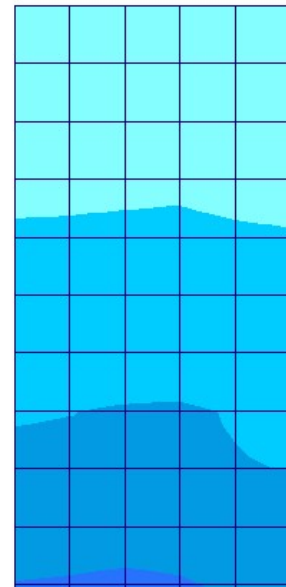
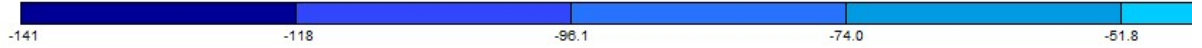


Рис. 22 Ось 6/1.

Инв. № подл.	Взам. инв. №
Изм.	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата



Изополю напряжений по N_y , тс/м²

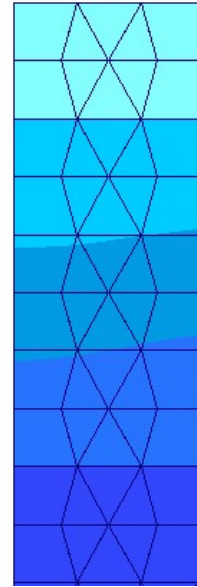


Рис. 23 Ось В.

По результатам расчетов растягивающие напряжения в горизонтальных швах отсутствуют, следовательно, собственный вес конструкции полностью воспринимает опрокидывающие усилия от действия ветра.

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	33

Горизонтальное перемещение верха здания.

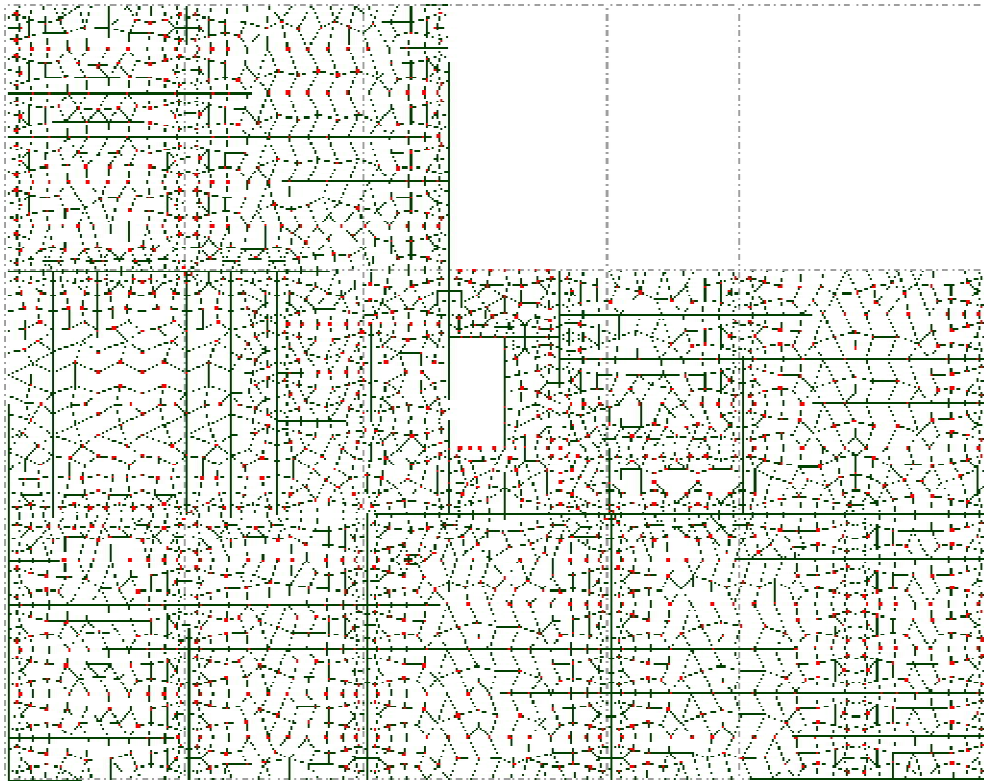


Рис. 24 Перемещение в продольном направлении (ось X).

Мах: Узел=12905 $U_x=2,0$ мм Комбинация = К5

Предельно допустимая величина горизонтальных перемещений верха здания согласно СНиП 2.01.07-85* табл. 22 составляет $h/500=24800/500=49.6$ мм.

Максимальная величина перемещения верха при направлении ветровой статической нагрузки вдоль оси X составляет 3 мм, что не превышает предельно допустимой величины.

Вывод: перемещения верха здания по оси X не превышают предельно допустимые величины.

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №							Лист
									34
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР			

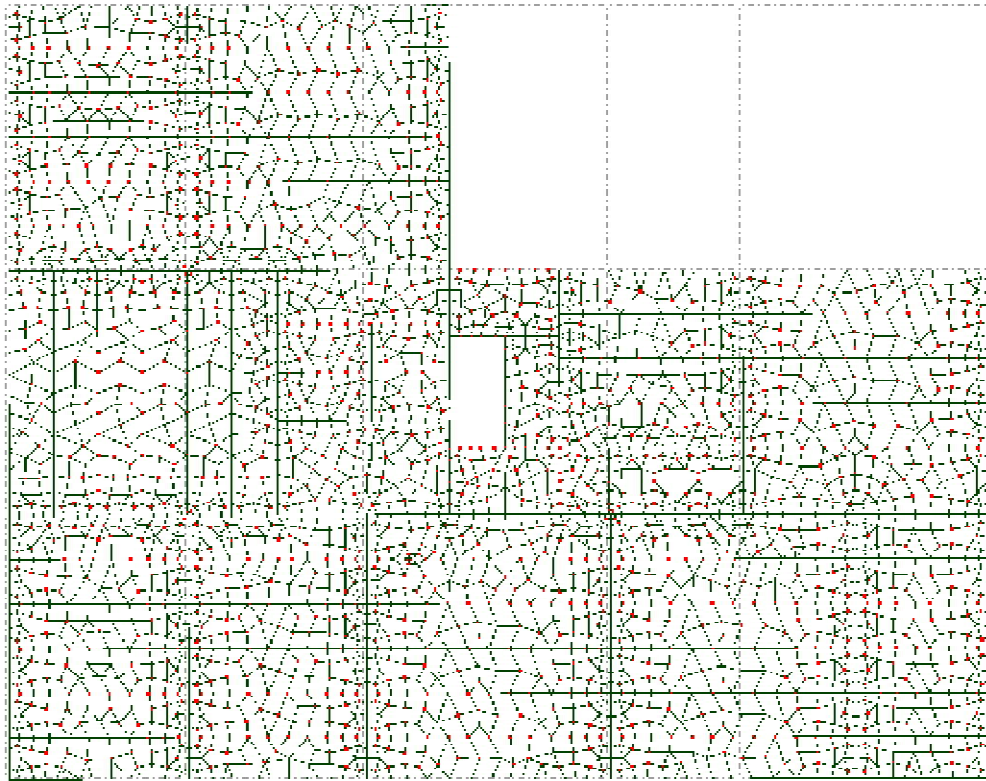


Рис.25 Перемещение в продольном направлении (ось Y).

Мах:Узел=15871 Uy=-1.0 мм. Комбинация =К 6

Предельно допустимая величина горизонтальных перемещений верха здания согласно СНиП 2.01.07-85* табл. 22 составляет $h/500=24800/500=49.6$ мм.

Максимальная величина перемещения верха при направлении ветровой статической нагрузки вдоль оси X составляет 1 мм, что не превышает предельно допустимой величины.

Вывод: перемещения верха здания не превышают предельно допустимые величины.

Инв. № подл.	Взам. инв. №
Изм.	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

Расчет устойчивости формы

Произведен расчет устойчивости формы, с учетом деформативности системы и отдельных элементов в целом, путем принятия пониженных жесткостей элементов. Понижающий коэффициент принят равным 0,4. Комбинации нагрузок приняты для расчета К3 и К4 из табл. 4.

Запас по устойчивости составляет 12,69.

Нагружение /Собств.	Параметр критич. с
14/ 1	1,26197
14/ 2	1,37157
14/ 3	1,45092
14/ 4	1,69856
15/ 1	1,29633

Горизонтальное перемещение верха здания.

Сравнительная таблица перемещений в продольном направлении (ось X).

	Номер корпуса	U _x - Перемещение (Max)	U _x - Перемещение (Min)
1	Корпус 4.6	0.7 мм	0.1 мм
2	Корпус 3.5	0.8 мм	0.0 мм

Max: Узел=244 U_x=1,0 мм Min: Узел=8275, U_x=0.2 мм. Комбинация = К5

Предельно допустимая величина горизонтальных перемещений верха здания согласно СНиП 2.01.07-85* табл. 22 составляет $h/500=24800/500=49.6$ мм.

Максимальная величина перемещения верха при направлении ветровой статической нагрузки вдоль оси X составляет 1 мм, что не превышает предельно допустимой величины.

Вывод: перемещения верха здания по оси X не превышают предельно допустимые величины.

Инв. № подл.	Взам. инв. №						Лист
Инв. № подл.	Взам. инв. №						Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	36

Сравнительная таблица перемещений в продольном направлении (ось Y).

	Номер корпуса	U _x - Перемещение (Max)	U _x - Перемещение (Min)
1	Корпус 4,6	0.0 мм	-0.8 мм
2	Корпус 3,5	0.1 мм	-0.8 мм

Max:Узел=8364, U_x = 0,1 мм Min:Узел=15539, U_x=-1.0 мм. Комбинация =К 6

Предельно допустимая величина горизонтальных перемещений верха здания согласно СНиП 2.01.07-85* табл. 22 составляет $h/500=24800/500=49.6$ мм.

Максимальная величина перемещения верха при направлении ветровой статической нагрузки вдоль оси X составляет 1 мм, что не превышает предельно допустимой величины.

Вывод: перемещения верха здания не превышают предельно допустимые величины.

Расчет устойчивости формы

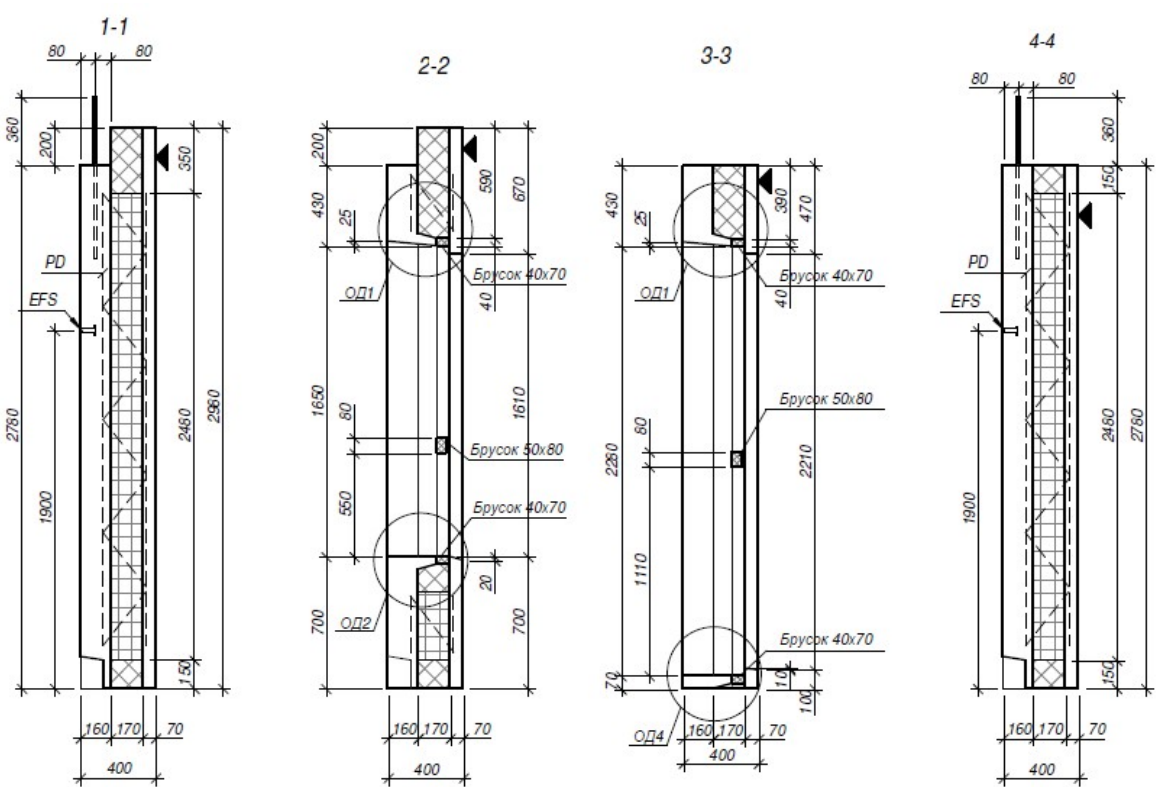
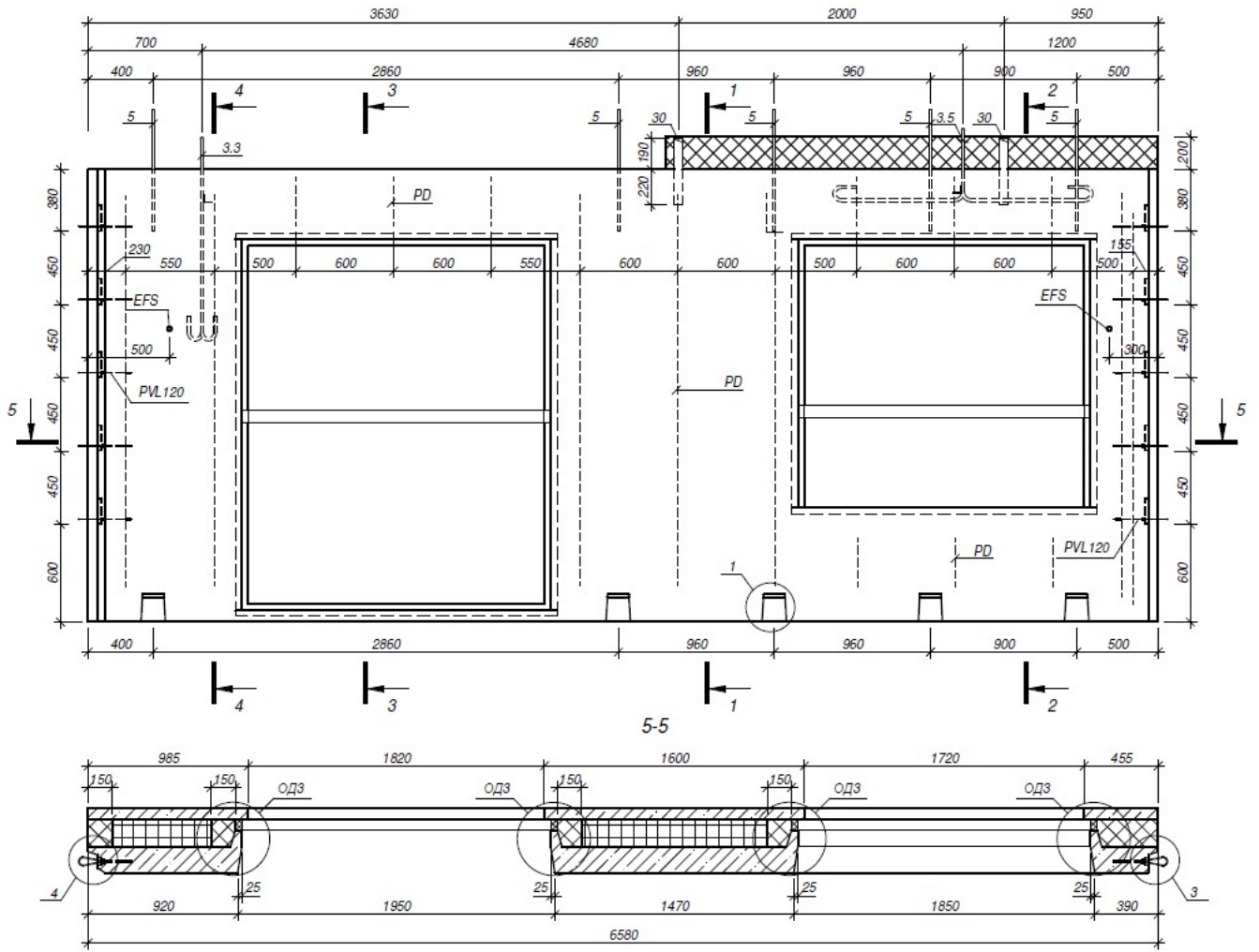
Произведен расчет устойчивости формы, с учетом деформативности системы и отдельных элементов в целом, путем принятия пониженных жесткостей элементов. Понижающий коэффициент принят равным 0,4. Комбинации нагрузок принятые для расчета К3 и К4 из табл. 4.

Запас по устойчивости составляет 15,34.

Сравнительная таблица по устойчивости формы

	Номер корпуса	Коэф.
1	Корпус 4.6	15.34
2	Корпус 3.5	15.34

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №							Лист
									37
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР			



Инв. № подл.	Взам. инв. №
	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

28004-107-113-корр4-П-КР

Наружные стеновые панели

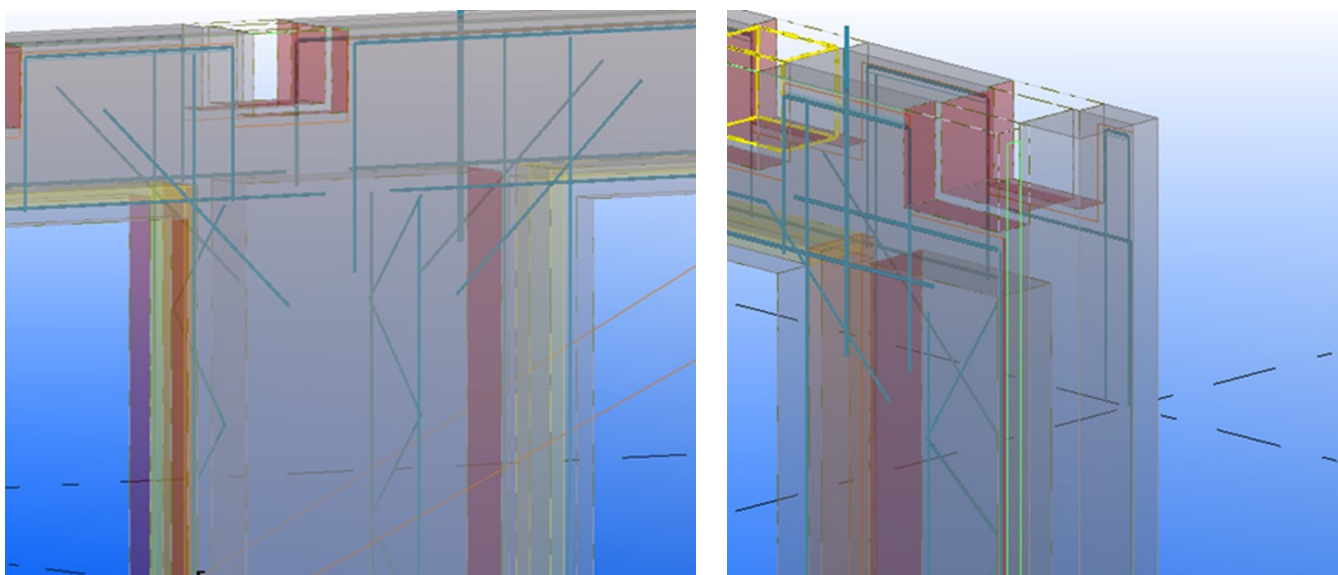
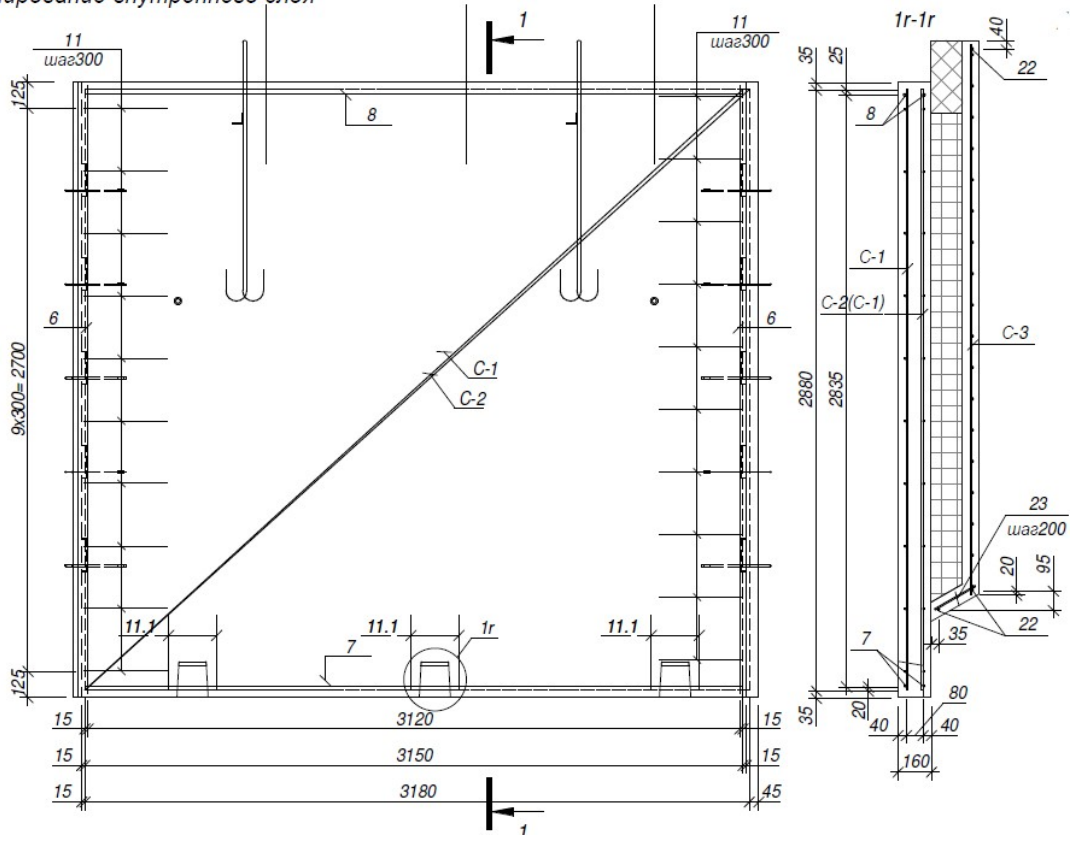


Рисунок 26 – Фрагменты 3-х слойной панели

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	

Армирование внутреннего слоя



Армирование наружного слоя

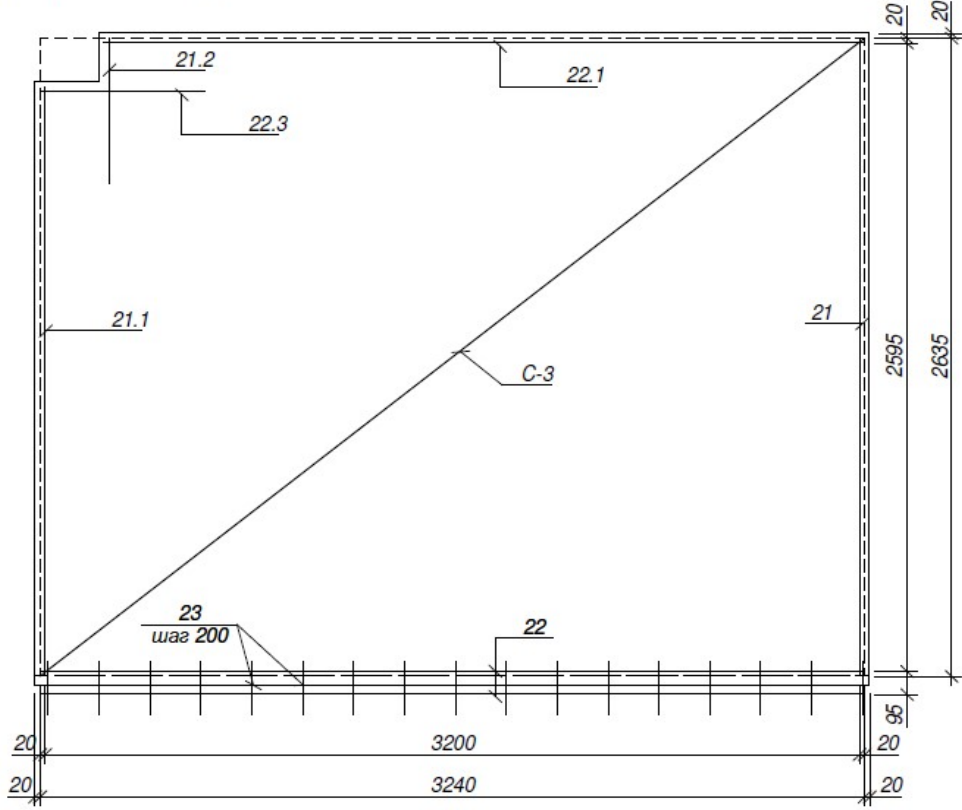


Рис. 27 Пример армирования несущей внешней стеновой панели цокольного этажа

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №
--------------	----------------	--------------

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР

Расчет прочности стены.

Дано: железобетонная внутренняя стена высотой 2890мм, толщиной 160мм из бетона В25, расчетная нагрузка 412кН/м. Стержни $\varnothing 8$ с шагом 200мм установлены с защитным слоем 35мм.

Требуется оценить прочность.

Определим расчетное сопротивление бетона

$$R_b = R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} = 14,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 10,57 \text{ МПа}$$

Проверку прочности прямоугольного сечения производим согласно п. 3.56 Пособия к СП 52-101-2003:

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + (R_{sc} A'_s - \frac{N}{2})(h_0 - a')$$

$$a_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{412}{10,57 \cdot 1 \cdot 0,125 \cdot 10^3} = 0,268 < \xi_R = 0,493, \text{ тогда}$$

$$x = a_n \cdot h_0 = 0,268 \cdot 0,125 = 39 \text{ мм}$$

Определим момент относительно центра тяжести сечения от внешней нагрузки, с учетом прогиба элемента согласно пп. 3.53-3.55.

Необходимо учесть случайный эксцентриситет:

$$2890/600 = 4,817 \text{ мм}; 200/30 = 6,667 \text{ мм}; 10 \text{ мм}, \text{ следовательно, } e_a = 10 \text{ мм}$$

$$M = M_v \cdot \eta_v, \text{ где}$$

$$\eta_v = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{412}{3281}} = 1,143$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2,78 \cdot 10^3}{2,89^2} = 3281 \text{ кН}$$

$$D = E_b b h^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right) \right] = 30000 \cdot 1 \cdot 0,18^3 \cdot 0,0159 = 2,78 \text{ МН} \cdot \text{м}^2$$

$$\varphi_l = 1 + M_{II} / M_I = 2$$

$$\delta_e = e_0 / h = 0,05 < 0,15, \text{ значит принимаем } \delta_e = 0,15$$

$$\mu \alpha = \frac{A_s + A'_s}{bh} \cdot \frac{E_s}{E_b} = \frac{251 + 251}{160 \cdot 1000} \cdot \frac{2 \cdot 10^{11}}{30 \cdot 10^9} = 0,0186$$

$$M = M_v \cdot \eta_v = N \cdot e_a \cdot \eta_v = 412 \cdot 0,01 \cdot 1,143 = 4,70 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$4,70 \leq 10,57 \cdot 1 \cdot 0,039 \cdot (0,125 - 0,5 \cdot 0,039) - \frac{410}{2} \cdot (0,145 - 0,035)$$

$$4,70 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq 29,18 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Прочность стены обеспечена.

Инв. № подл.	Взам. инв. №						Лист
Инв. № подл.	Взам. инв. №						Лист
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	41

Расчет типового монолитного перекрытия

При армировании пластинчатых элементов допускается осреднять расчетное значение полученного армирования в пределах 4 смежных элементов.

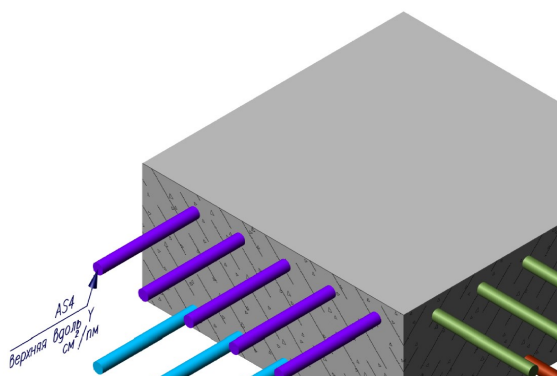


Рисунок 34 – Схема армирования горизонтальных пластинчатых элементов (перекрытий).

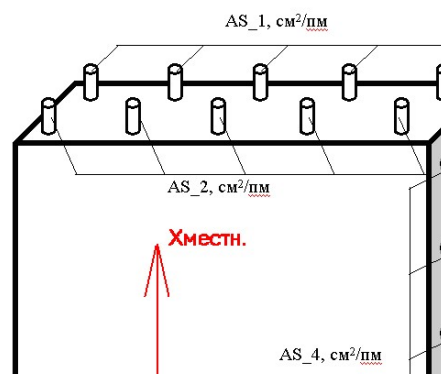


Рисунок 35 – Схема армирования вертикальных пластинчатых элементов (стен).

Расчетные данные типового перекрытия

Характеристики материалов	
Класс бетона	B25
Вид бетона	
Расчетное сопротивление бетона на сжатие	14.5
Модуль упругости бетона	30000
Класс продольной арматуры (вдоль X)	A500
Расчетное сопротивление продольной арматуры на растяжение	435
Модуль упругости арматуры	200000
Класс продольной арматуры (вдоль Y)	A500
Расчетное сопротивление продольной арматуры на растяжение	435
Модуль упругости арматуры	200000
Класс поперечной арматуры	A500
Расчетное сопротивление поперечной арматуры на растяжение	300
Модуль упругости арматуры	200000
Объемный вес	2.5
Жесткость упругого основания грунта на сжатие:	0
Жесткость упругого основания грунта на сдвиг:	0
Расстояние до центров тяжести арматуры:	
от нижней грани	3
от верхней грани	3
Расчет по II предельному состоянию производился	
Ширина раскрытия трещин:	
кратковременных	0.4
длительных	0.3

Сочетания усилий (экстремумы)						
№тр.	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	R
1959	-2.27	-0.43	0.02	2.97	-0.01	0.09
205	-0.36	-1.80	-0.22	-0.37	-2.33	0.03
765	-0.94	-0.83	0.74	5.86	2.30	8.77
766	-0.91	-1.39	-0.02	-6.58	-1.83	-0.26
795	-1.20	-1.01	0.29	-0.12	-14.91	-0.07
1007	-0.15	-0.03	0.00	1.89	-1.81	-7.05

Армирование (экстремумы)									
№тр.	Xc (см)	Yc (см)	Угол	AX низ (см)	AY низ (см)	AX верх (см)	AY верх (см)	AX поп. (см)	AY поп. (см)
2209	3376.7	1273.1	0.0	2.99	1.47	1.00	1.00	0.01	0.01
2173	3326.5	1173.9	0.0	2.49	1.54	1.00	1.00	0.01	0.01
1959	3076.4	1273.4	0.0	1.00	1.00	4.23	1.02	0.01	0.01
205	824.5	1686.5	0.0	1.00	1.00	1.00	3.26	0.01	0.01
766	1515.3	1285.6	0.0	1.00	1.00	1.00	2.13	5.66	5.38
795	1526.2	1264.6	0.0	1.00	1.00	1.87	2.13	3.40	4.17

Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

Армирование плиты перекрытия типового этажа.

- Толщина 200 мм
- Класс Бетона В 25
- Класс арматуры А500С.
- Расстояние от края сечения до ц.т. арматуры 35 мм.
- Ширина раскрытия длительных трещин 0.3 мм, кратковременных 0.4 мм.

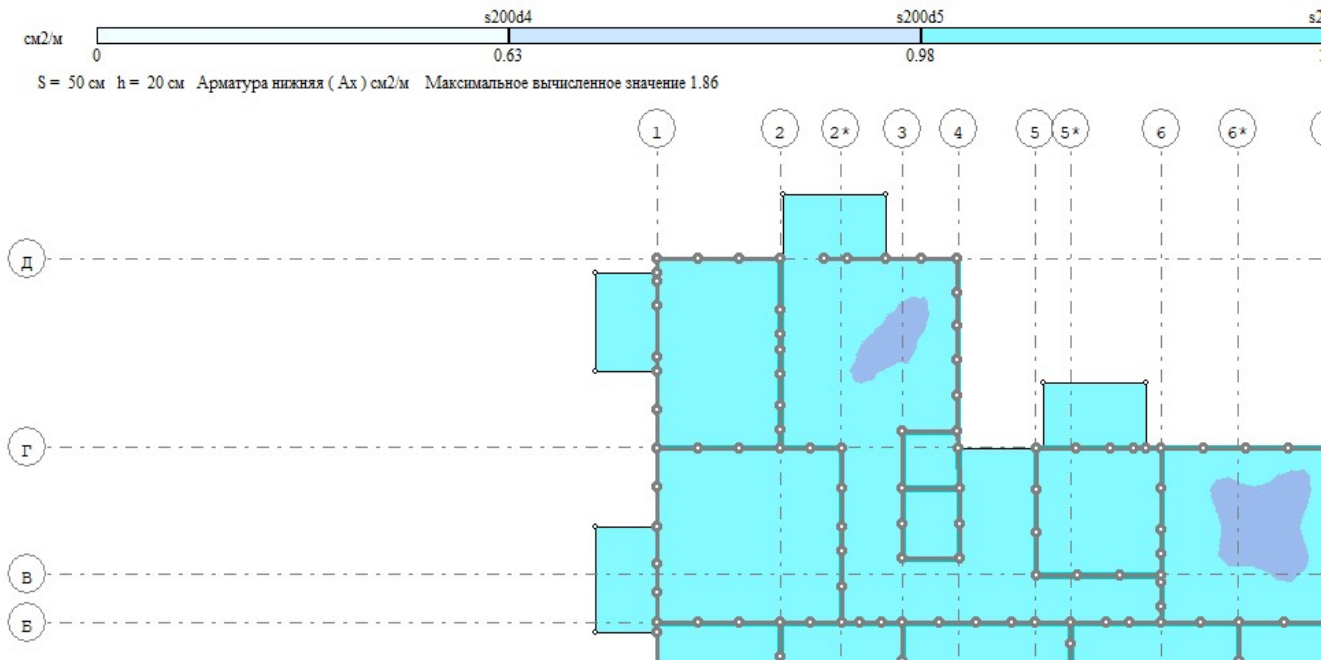


Рисунок 28– Нижняя зона армирование по оси X(см²/п.м.).

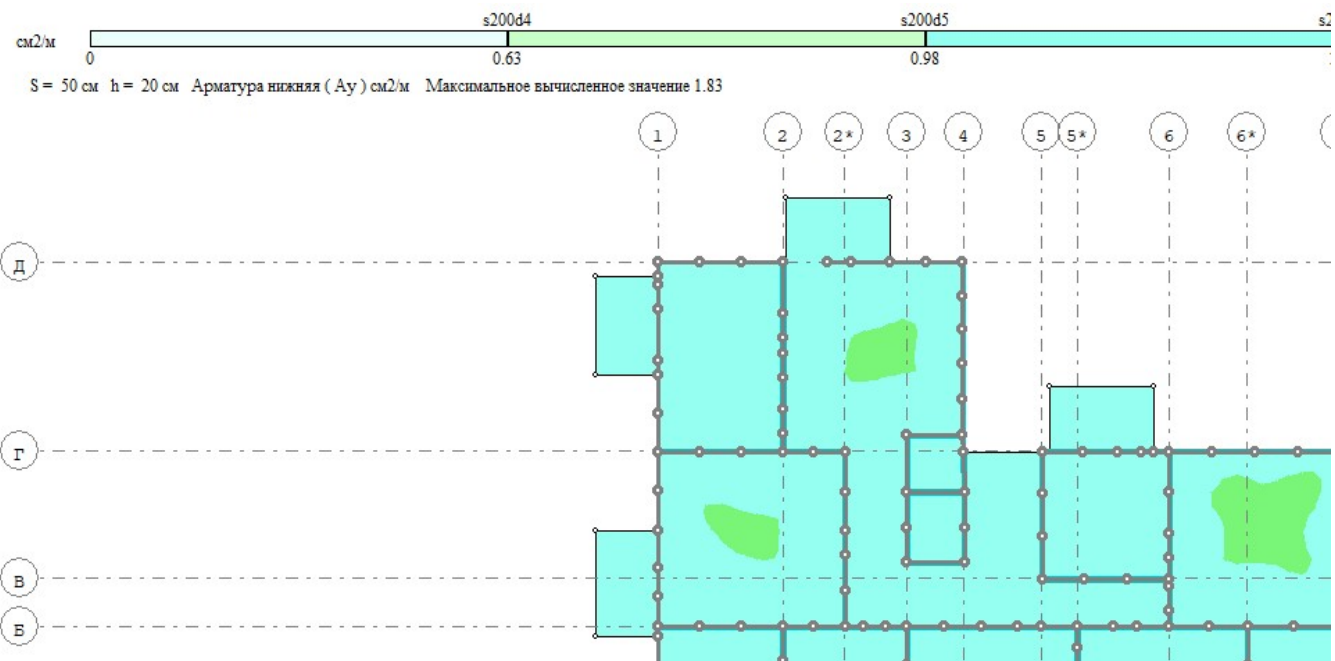


Рисунок 29 – Нижняя зона армирование по оси Y(см²/п.м.).

Взам. инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

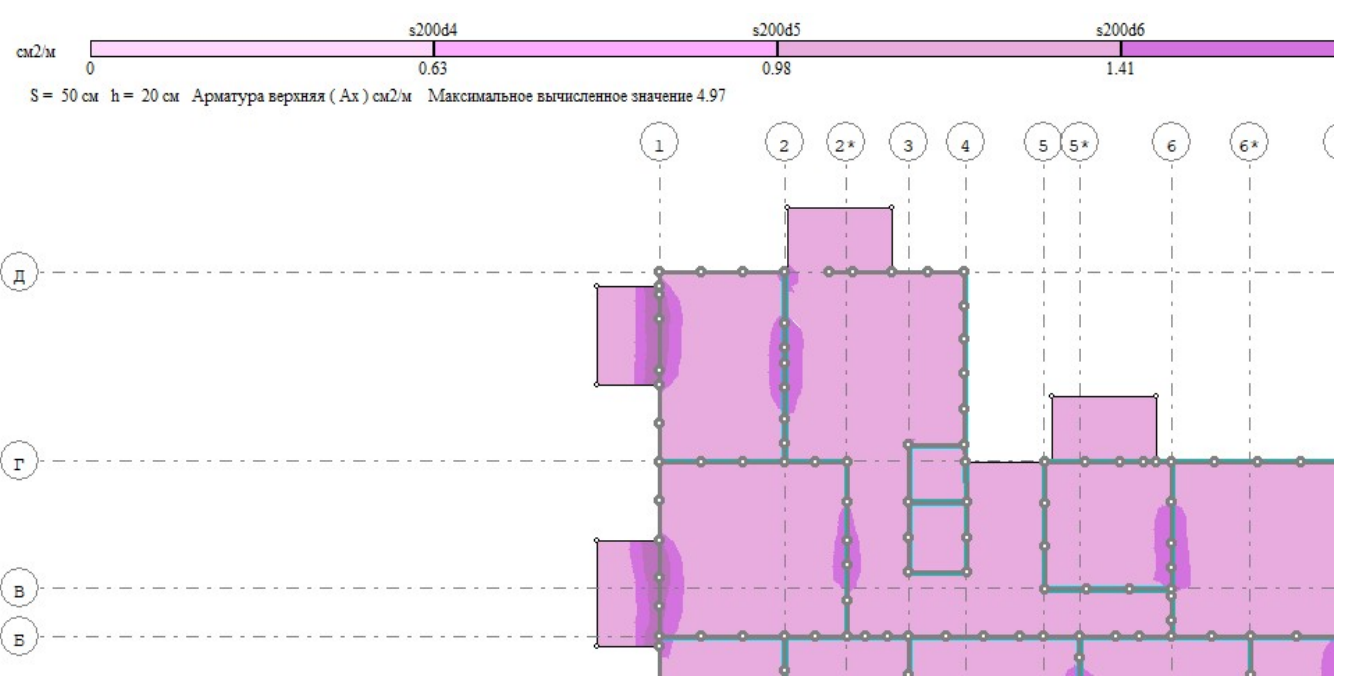


Рисунок 30 – Верхняя зона армирование по оси X(см2/п.м.)

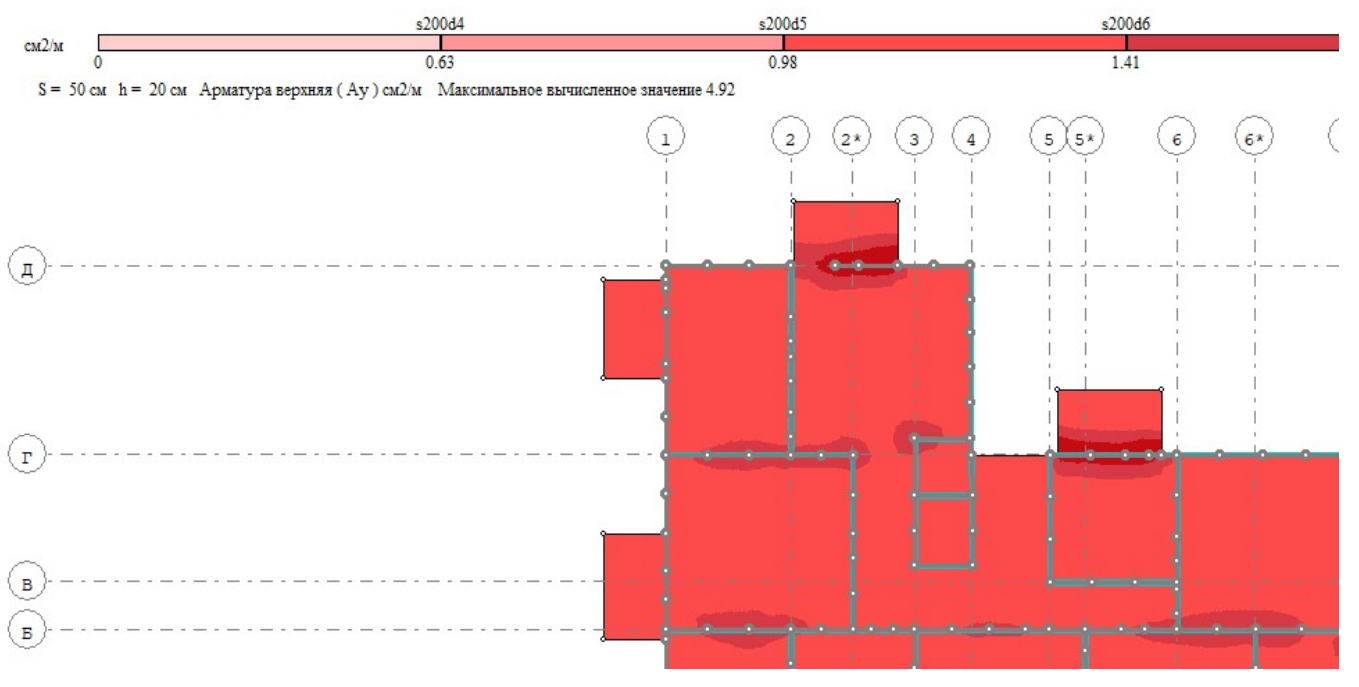


Рисунок 31 – Верхняя зона армирование по оси Y (см2/п.м.)

Инв. № подл.

Подпись и дата

Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

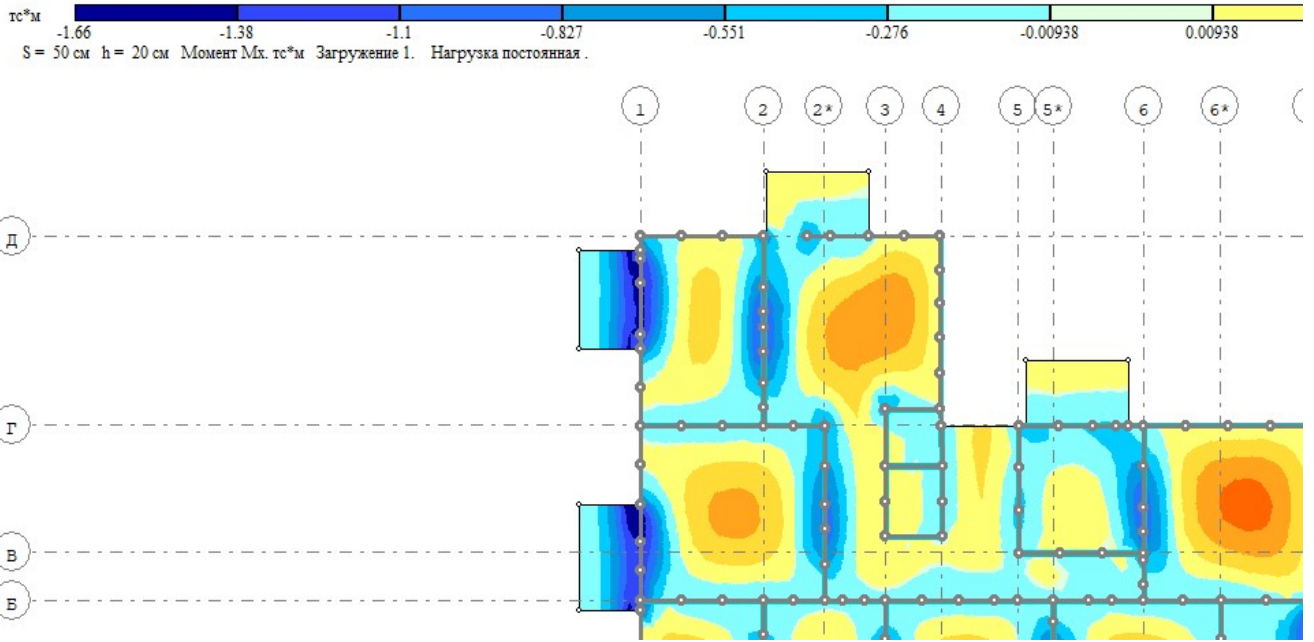


Рисунок 32 – Максимальные моменты Mx (tc*m.).

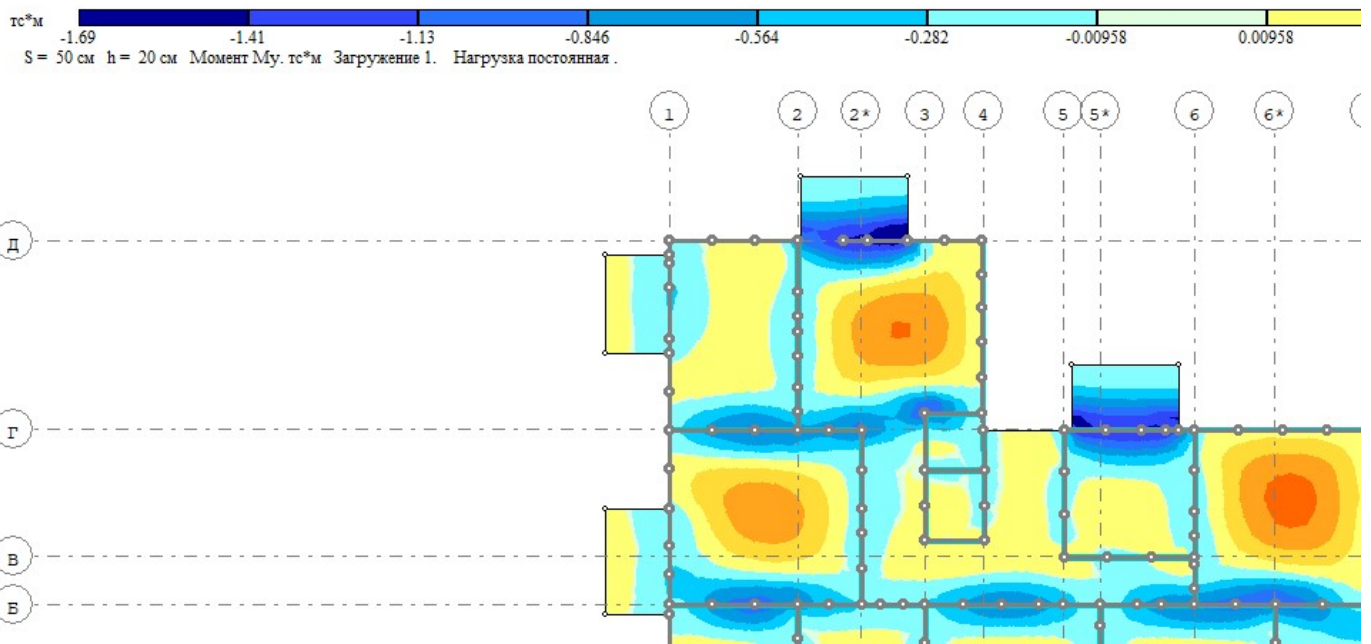


Рисунок 33 – Максимальные моменты My (tc*m.).

Инв. № подл.

Подпись и дата

Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

Расчёт периметрового армирования.

Периметровая арматура рассчитана по максимальному растягивающему усилию. Периметровая арматура является армированием работающего на растяжение пояса диска перекрытия. Расчёт произведен по предельному состоянию первой группы по потере несущей способности. Минимальным армированием принято два стержня Ø10 из стали А500С.

Расчёт сил сдвига.

В перекрытиях из пустотных плит силы сдвига между смежными элементами передаются через их соединения. Передача усилий сдвига между элементами происходит в рабочих швах. Для гладких и шершавых поверхностей допустимое напряжение от сдвигающей силы ограничено 0,15 МПа. Способность конструкции сопротивляться силам сдвига увеличена по средствам армирования и специальных закладных деталей.

Соединения, передающие напряжения сил сдвига от диска перекрытия стенам жесткости или каркасу здания проанализированы тем же образом, что и соединения между элементами перекрытия. Эти соединения наиболее критичны, т.к. силы сдвига в них достигают своего максимума. В вертикальных стыках панелей несущих и ненесущих стен предусмотрены арматурные выпуски.

Силы сдвига передаются через касательные напряжения трения в результате заполнения шва мелкозернистым раствором. Соединения элементов конструкции рассчитаны на передачу сил сдвига с учетом образования трещин в них (кратковременная $асгс1 = 0,4$ мм, длительная $асгс2 = 0,3$ мм).

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №							Лист
			28004-107-113-корр4-П-КР						
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата				

8. Мероприятия, обеспечивающие требуемую огнестойкость строительных конструкций.

Здание относится к 2 уровню огнестойкости – нормальный уровень ответственности, (ГОСТ 54257-2010) с коэффициентом надежности равным 1.

Требуемая огнестойкость несущих конструкций устанавливается в соответствии с таблицей 21 Федерального закона от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ "Технический регламент о требованиях пожарной безопасности" с учетом высоты здания менее 28 метров и площади пожарного отсека менее 1800 м², здание относится к третьей степени огнестойкости:

Таблица 6.

Степень огнестойкости зданий, сооружений, строений и пожарных отсеков	Предел огнестойкости строительных конструкций						
	Несущие стены, колонны и другие несущие элементы	Наружные несущие стены	Перекрытия междуэтажные (в том числе чердачные и над подвалами)	Строительные конструкции бесчердачных покрытий		Строительные конструкции лестничных клеток	
				настилы (в том числе с утеплителем)	фермы, балки, прогоны	внутренние стены	марши и площадки лестниц
III	R 45	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 60	R 45

В соответствии с п.4.11 СТО 36554501-006-2006 «Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций»; 2006г. и II уровнем ответственности здания расчет несущих конструкций производим только на огнестойкость, без учета конструктивных требований раздела 12 СТО 36554501-006-2006, относящихся к обеспечению огнесохранности.

Предел огнестойкости внутренних несущих сборных стен толщиной 160 мм не менее R45, обеспечивается расстоянием до ц.т. арматуры 30-35 мм, которая прогревается при пожаре длительностью 60мин. по рис.А2 СТО 36554501-2006 не более чем до 320°С, что меньше критической температуры $t_{s,cr}$ арматуры применяемой в диафрагм жесткости А500С - 520°С.

Предел огнестойкости монолитных железобетонных плит перекрытий не менее REI 45, обеспечивается расстоянием до ц.т. арматуры 35мм, подтверждается расчетом СП 52-101, СТО 36554501-006-2006. Расчет стр. 42.

Предел огнестойкости несущих внутренних вертикальных панелей лестничной клетки не менее REI 60, при толщине панели 160 мм обеспечивается расстоянием до ц.т. арматуры 35 мм, которая прогревается при пожаре длительностью 60 мин. по рис.А2 СТО 36554501-2006 не более чем до 340°С, что меньше критической температуры $t_{s,cr}$ арматуры применяемой в диафрагм жесткости А500С - 520°С. Предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности I обеспечивается при одностороннем нагреве панели из тяжелого бетона при длительности огневого воздействия до 300 мин указан на рис.7.1 СТО 36554501-2006 Длительность стандартного пожара 60 мин, минимальная толщина стены составляет 75 мм. Соответственно выполнены условия обеспечения для

Взам. инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

										Лист
										47
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР				

данных панелей REI 60. Тип панелей ВСГ-**.30.16-1 и ВСД-**.30.16-1, 39*31-*16, *01,*02.

Предел огнестойкости несущих вертикальных панелей лифтовой шахты (пассажирский) не менее REI 60, при толщине панели 150 мм обеспечивается расстоянием до ц.т. арматуры 35 мм, которая прогревается при пожаре длительностью 60 мин. по рис.А2 СТО 36554501-2006 не более чем до 375°C, что меньше критической температуры $t_{s,cr}$ арматуры применяемой в диафрагм жесткости А500С - 520°C. Предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности I обеспечивается при одностороннем нагреве панели из тяжелого бетона при длительности огневого воздействия до 300 мин указан на рис.7.1 СТО 36554501-2006 Длительность стандартного пожара 60 мин, минимальная толщина стены составляет 75 мм. Соответственно выполнены условия обеспечения для данных панелей REI 60. Тип панелей ВСГ -22.3*.15-*. ВСД -22.3*.15-*.

Предел огнестойкости лестничных маршей с полуплощадками не менее R45, обеспечивается расстоянием до ц.т. арматуры 35 мм, которая прогревается при пожаре длительностью 60мин. по рис.А2 СТО 36554501-2006 не более чем до 340°C, что меньше критической температуры $t_{s,cr}$ арматуры применяемой в лестничных маршах с полуплощадками (А400 - 550°C, Вр1 - 430°C). Предел огнестойкости лестничных площадок обеспечивается расстоянием до ц.т. арматуры 20 мм, которая прогревается при пожаре длительностью 60мин. по рис.А2 СТО 36554501-2006 не более чем до 500°C, что меньше критической температуры $t_{s,cr}$ арматуры применяемой в площадках А-500С - 520°C.

Предел огнестойкости всех конструкций по целостности, обеспечивается влажностью бетона менее 3,5%, за счет тепловой обработки изделий при изготовлении, и температурой сечения бетона при двухстороннем огневым воздействии менее критической (Рис. А1 СТО 36554501-2006).

Расчет огнестойкости плиты перекрытий над техническим этажом

Расчет монолитного перекрытия толщиной 200 мм (на максимальное воздействие)

Информация о расчете:

Расчет выполнен в соответствии с: п.п. 5.1.8 СП 52-101;5.1.9 СП 52-101;5.1.10 СП 52-101;5.1.13 СП 52-101;5.2.7 СП 52-101;5.2.10 СП 52-101;5.10;8.2;6.2.7 СП 52-101;8.3 СТО 36554501-006-2006 Правила по обеспечению огнестойкости железобетонных конструкций;

Дата выполнения расчета: 31.10.2011 22:53:27;

Исходные данные:

Огнестойкость:

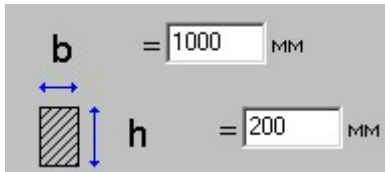
- Длительность стандартного огневого воздействия $T_{fr} = 120$ мин;

Номинальный диаметр продольной арматуры:

- Номинальный диаметр продольной арматуры $d_s = 10$ мм;

Размеры в сечении, мм:

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					Лист
			28004-107-113-корр4-П-КР				
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата		



- Высота сечения $h = 200$ мм;

Продольная арматура:

(Растянутая продольная арматура - Стержневая арматура, диаметром 10 мм; 5 шт.; Сжатая или наименее растянутая продольная арматура - Стержневая арматура, диаметром 10 мм; 5 шт.):

- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S до грани сечения $a = 35$ мм;
- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S' до грани сечения $a' = 35$ мм;

Усилия от нормативной нагрузки:

- Изгибающий момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки

$$M_n = 1,3 \text{ тс м} = 1,3 / 1,0197162123\text{E-}07 = 12748645,00848 \text{ Н мм};$$

Растянутая продольная арматура:

- Площадь растянутой арматуры $A_s = 390 \text{ мм}^2$;

Сжатая или наименее растянутая продольная арматура:

- Площадь сжатой арматуры $A'_s = 390 \text{ мм}^2$;

Результаты расчета:

Определение нормативного сопротивления бетона

Класс бетона - В25.

Нормативное значение сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний первой группы принимается по табл. 5.1 СП 52-101 $R_{bn} = 18,5$ МПа .

Нормативное значение сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы принимается по табл. 5.1 СП 52-101 $R_{btn} = 1,55$ МПа .

Расчетное сопротивление бетона

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию принимается по табл. 5.2 СП 52-101 $R_b = 14,5$ МПа .

Назначение класса бетона - по прочности на сжатие.

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению принимается по табл. 5.2 СП 52-101 $R_{bt} = 1,05$ МПа .

Расчетное значение сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний второй группы: $R_{b, ser} = R_{bn} = 18,5$ МПа (формула (5.1); п. 5.1.9 СП 52-101).

Расчетное значение сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний второй группы: $R_{bt, ser} = R_{btn} = 1,55$ МПа (формула (5.2); п. 5.1.9 СП 52-101).

Учет особенностей работы бетона в конструкции

Инв. № подл.	Взам. инв. №						28004-107-113-корр4-П-КР	Лист
								49
Инв. № подл.	Подпись и дата	Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий длительность действия нагрузки: $g_{b1} = 1$
(действие нагрузки непродолжительное по п. 4.9)

Конструкция бетонируется - в горизонтальном положении.

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий попеременное замораживание и оттаивание бетона: $g_{b3} = 1$.

Для надземной конструкции, при расчетной температуре наружного воздуха в зимний период не менее -40 град.

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий характер разрушения бетонных конструкций: $g_{b4} = 1$.

Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию:

$$R_b = g_{b1} g_{b3} g_{b4} R_{bt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14,5 = 14,5 \text{ МПа} .$$

Расчетное сопротивление бетона осевому растяжению: $R_{bt} = g_{b1} R_{bt} = 1 \cdot 1,05 = 1,05 \text{ МПа} .$

Определение значения начального модуля упругости бетона

Начальный модуль упругости принимается по табл. 5.4 СП 52-101 $E_b = 30000 \text{ МПа} .$

Расчетные значения прочностных характеристик арматуры

Класс продольной арматуры - В500.

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению: $R_s = 415 \text{ МПа} .$

Расчетное сопротивление продольной арматуры сжатию: $R_{sc} = 360 \text{ МПа} .$

(действие нагрузки непродолжительное по п. 4.9)

Поперечная арматура - не рассматривается в данном расчете.

Нормативное значение сопротивления арматуры растяжению: $R_{s, n} = 500 \text{ МПа} .$

Значение модуля упругости арматуры

Модуль упругости арматуры: $E_s = 200000 \text{ МПа} .$

Характеристики арматуры при нагреве

Арматура А's - имеется.

Элемент - изгибаемый.

Тип конструкции - плита.

Для арматуры со стороны противоположной нагреву:

Нагрев - со стороны растянутого бетона.

Коэффициент условия работы растянутой арматуры при нагреве: $g_{st} = 1$.

Нормативное значение сопротивления арматуры растяжению при нагреве:

$$R_{snt} = R_{s, n} g_{st} = 500 \cdot 1 = 500 \text{ МПа (формула (5.8); п. 5.10) .}$$

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению при нагреве:

$$R_{st} = R_s g_{st} = 415 \cdot 1 = 415 \text{ МПа (формула (5.8); п. 5.10) .}$$

Инв. № подл.	Взам. инв. №
Инв. № подл.	Подпись и дата

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР		Лист
								50

Для арматуры со стороны нагрева:

Расстояние от обогреваемой поверхности: $z = a = 35 \text{ мм}$.

Температура бетона в плитах (стенах) на расстоянии z от обогреваемой поверхности

Бетон - тяжелый на силикатном заполнителе.

Температура на расстоянии z от обогреваемой поверхности принимается по рис. А.2 в зависимости от z и T_{fr} $t_z = 547.5 \text{ }^\circ\text{C}$.

Конструкция - не является туннелем, в котором перевозят горючие жидкости или газы.

Конструкция - не предназначена для хранения каучука, синтетических материалов, масел, лаков, красок, сжиженного газа, бумаги, зерна или муки.

Коэффициент условия работы растянутой арматуры при нагреве принимается по табл. 5.5 $g_{st} = 0,255$.

Коэффициент условия работы сжатой арматуры при нагреве: $g'_{st} = g_{st} = 0,255$.

Расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению при нагреве:

$$R_{st} = R_s g_{st} = 360 \cdot 0,255 = 91,8 \text{ МПа (формула (5.8); п. 5.10) .}$$

По табл. 5.5 $b_s = 0,59725$.

Модуль упругости арматуры при нагреве:

$$E_{st} = E_s b_s = 200000 \cdot 0,59725 = 119450 \text{ МПа (формула (5.10); п. 5.10) .}$$

Расчет предела огнестойкости по потере несущей способности**Приведенные размеры сечений**

Глубина прогрева бетона до критической температуры принимается по рис. А.1 - А.2 в зависимости от h и T_{fr} $a_t = 40 \text{ мм}$.

Рабочая высота сечения: $h_0 = h - a = 200 - 35 = 165 \text{ мм}$.

Рабочая высота сечения при нагреве со стороны сжатой зоны:

$$h_{ot} = h_0 - a_t = 165 - 40 = 125 \text{ мм} .$$

Определение граничной относительной высоты сжатой зоны

$$e_s, e_l = R_{st} / E_{st} = 415 / 119450 = 0,00347 \text{ (формула (6.12); п. 6.2.7 СП 52-101) .}$$

$$e_b, e_{ult} = 0,0035 .$$

Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\begin{aligned} x_R &= 0,8 / (1 + e_s, e_l / e_b, e_{ult}) = \\ &= 0,8 / (1 + 0,00347 / 0,0035) = 0,40172 \text{ (формула (6.11); п. 6.2.7 СП 52-101) .} \end{aligned}$$

Прочность плит при одностороннем нагреве

Расчет ведется с учетом п.8.7.

Высота сжатой зоны:

$$x = (R_{snt} A_s - R_{sct} A'_s) / (R_{bn} b) =$$

Инв. № подл.	Взам. инв. №
Изм.	Подпись и дата
Кол.уч	
Лист	
№ док	
Подпись	
Дата	

$$= (500 \cdot 390 - 91,8 \cdot 390) / (18,5 \cdot 1000) = 8,6053 \text{ мм (формула (8.10); п. 8.3)}$$

$$\text{Т.к. } x = 8,6053 \text{ мм} > 0 \text{ мм и } x = 8,6053 \text{ мм} \leq x_R h = 0,40172 \cdot 200 = 80,344 \text{ мм} :$$

Предельное значение изгибающего момента:

$$M = R_b n b x (h_0 - 0,5 x) + R_s c t A_s (h_0 - a) =$$

$$= 18,5 \cdot 1000 \cdot 8,6053 \cdot (125 - 0,5 \cdot 8,6053) + 91,8 \cdot 390 \cdot (125 - 35) = 22436962,76017 \text{ Н мм (формула (8.9); п. 8.3)}$$

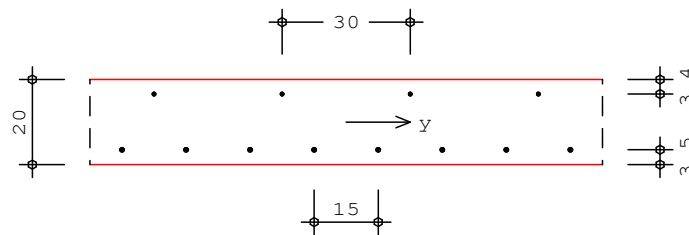
$M_n = 12748645,00848 \text{ Н мм} \leq M = 22436960 \text{ Н мм}$ (56,81984% от предельного значения) - условие выполнено .

Вывод: $R = 120$ что больше требуемого $R 45$

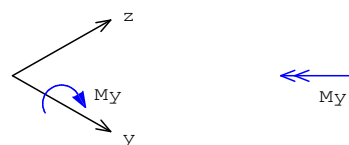
Предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности I обеспечивается при одностороннем нагреве плиты из тяжелого бетона при длительности огневого воздействия до 300 мин указан на рис.7.1 СТО 36554501-2006 Длительность стандартного пожара 120 мин, минимальная толщина плиты перекрытия составляет 106 мм. Соответственно выполнены условия обеспечения для данных монолитных плит перекрытия REI 120.

Расчет по огнестойкости монолитной плиты в пролете

Сечение	Толщина	h	=	20.0	см
Верхняя арматура	Диаметр стержней	d_s	=	8	мм
	Шаг стержней	s	=	300	мм
	Толщина защитного слоя	a_z	=	30	мм
Нижняя арматура	Диаметр стержней	d_s	=	10	мм
	Шаг стержней	s	=	150	мм
	Толщина защитного слоя	a_z	=	30	мм



Усилия	Относительно центральной оси бетонного сечения
	Положительное направление момента



K N
[кНм/м]

[кН/м] M_y

122.0

Инв. № подл.	Взам. инв. №	Подпись и дата					Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	
						52	

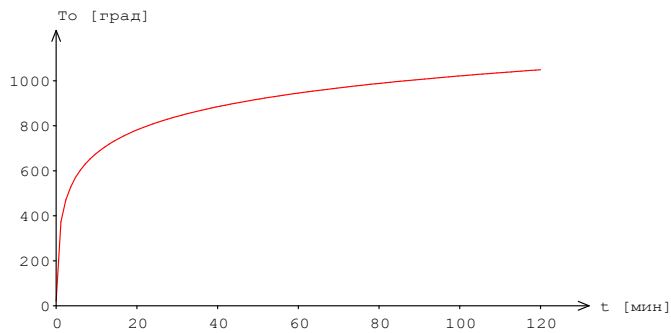
Материал Бетон тяжелый B25
 на силикатном заполнителе
 Плотность бетона $\rho = 2350$ кг/м³
 Бетон сухой

Арматурная сталь A500

Нормативные сопротивления согласно СП 52-101-2003
 $R_{bn} = 18.50$ МПа
 $R_{sn} = 500$ МПа

Расчет Согласно СТО 36554501-006-2006
 Изменение температуры среды при пожаре принимается
 согласно ГОСТ 30247.0-94

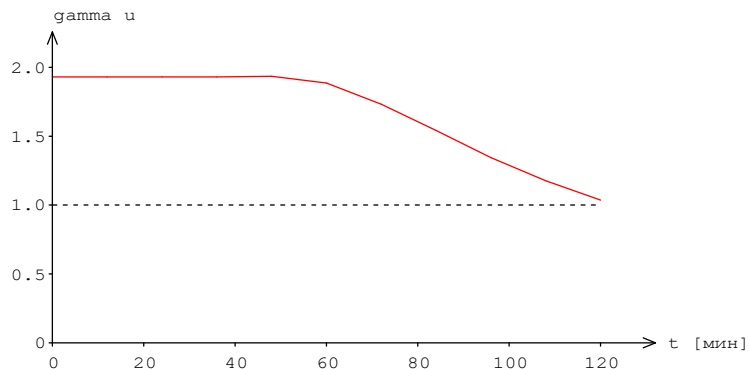
Рассматривается нагрев нижней стороны сечения
 Зависимость температуры среды от времени



Коэффициент запаса прочности γ_u

№	t [мин]	To [град]	γ_u
1	0	20	1.931
2	12	705	1.931
3	24	809	1.931
4	36	869	1.931
5	48	912	1.934
6	60	945	1.886
7	72	973	1.733
8	84	996	1.541
9	96	1016	1.345
10	108	1033	1.177
11	120	1049	1.036

Коэффициент запаса прочности γ_u



Инв. № подл.

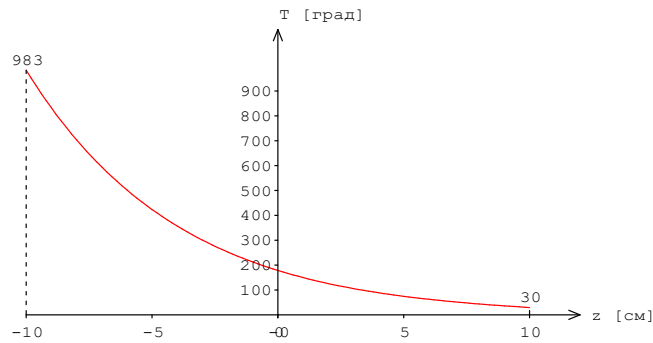
Подпись и дата

Взам. инв. №

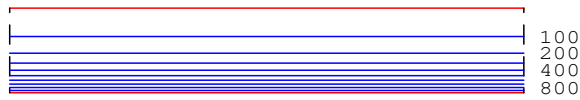
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

Температурное поле при $t = 120$ мин

Температура T на оси z



Изотермы



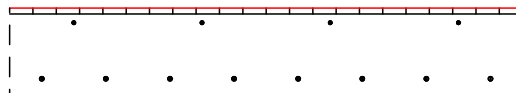
Расстояние от поверхности [мм]		(Температура)	
133.2	(100)	93.5	(200)
70.1	(300)	29.5	(600)
53.4	(400)	40.3	(500)
20.4	(700)	12.3	(800)
		5.4	(900)

Несущая способность при $t = 120$ мин

Предельные усилия

N_u [кН/м]	M_{yu} [кНм/м]	g_u
0.0	22.79	1.036

Сжатая зона



Кривизна

$$k_y = -0.33001 \text{ 1/м}$$

Деформации бетона

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
ϵ [%.]	s [МПа]	T [град]	ϵ [%.]	s [МПа]	T [град]
14.17	61.55	0.00	983	-4.45	-
	30				

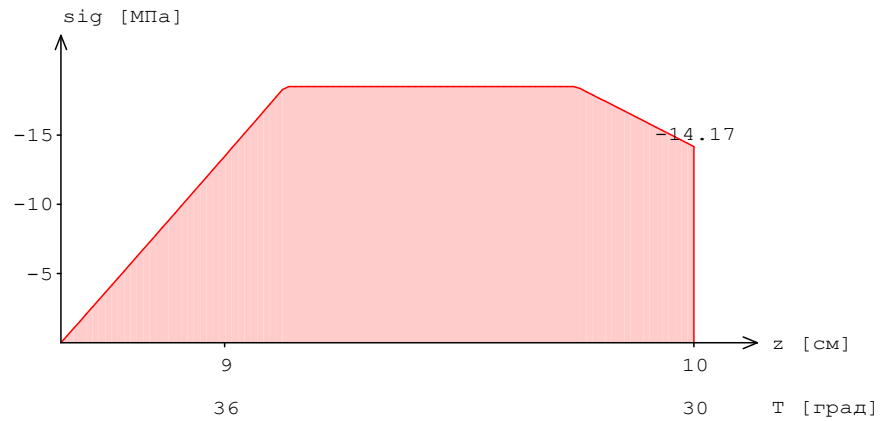
Деформации стали

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
ϵ [%.]	s [МПа]	T [град]	ϵ [%.]	s [МПа]	T [град]
	50.00	246.0	547	6.77	
	500.0	56			

Напряжение в сжатом бетоне

Инв. № подл. / Подпись и дата / Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата



Вывод: Огнестойкость сечения обеспечена.

Расчет огнестойкости наружной стеновой панели

Расчет наружной стеновой панели толщиной внутреннего слоя 160, утеплитель 170, наружной слой 70 мм. (на максимальное воздействие)

Информация о расчете:

Расчет выполнен в соответствии с: п.п. 5.1.8 СП 52-101; 5.1.9 СП 52-101; 5.1.10 СП 52-101; 5.1.13 СП 52-101; 5.2.7 СП 52-101; 5.2.10 СП 52-101; 5.10; 8.2; 6.2.7 СП 52-101; 8.3 СТО 36554501-006-2006 Правила по обеспечению огнестойкости железобетонных конструкций

Исходные данные:

В расчете принимается возможное максимальное воздействие равное 15-30 мин. (для E15)

Огнестойкость:

- Длительность стандартного огневого воздействия принимаем $T_{fr} = 30$ мин;

Номинальный диаметр вертикальной арматуры:

- Номинальный диаметр продольной арматуры $d_s = 8$ мм; Основные сетки

Размеры в сечении, мм:

- Высота сечения $h = 160$ мм;

Горизонтальная арматура:

Стержневая арматура, диаметром 8-10 мм; Сжатая или наименее растянутая горизонтальная арматура - Стержневая арматура, диаметром 8 мм):

- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S до грани сечения $a = 35$ мм;

- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S' до грани сечения $a' = 30$ мм;

Усилия от нормативной нагрузки:

Инв. № подл.
Подпись и дата
Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата
------	--------	------	-------	---------	------

- Изгибающий момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки

$$M_{нп} = 1,3 \text{ тс м} = 1,3 / 1,0197162123\text{E-}07 = 12748645,00848 \text{ Н мм};$$

Сжатая вертикальная арматура:

- Площадь растянутой арматуры $A_s = 212 \text{ мм}^2$;

Наименее растянутая горизонтальная арматура:

- Площадь сжатой арматуры $A'_s = 212 \text{ мм}^2$;

Согласно приложения А

Критерий хрупкого разрушения:

$$F = 1,16 \cdot 10^{-2} \frac{8,25 \cdot 10^{-6} \cdot 1,95 \cdot 10^4 \cdot 2230 \cdot 0,053}{0,58 \cdot 1,11 \cdot 0,091} = 3,26.$$

Поскольку величина критерия хрупкого разрушения меньше 4-х, возможность наступления предела огнестойкости конструкций в результате хрупкого разрушения исключается [8, 11, 30]. Следовательно, предел огнестойкости панелей по потере целостности в результате хрупкого разрушения в течение 30 мин одностороннего теплового воздействия по стандартному температурному режиму не наступит.

Результаты расчета с принятым армированием составили:

См. таблицу 9

№ панели	h_0 мм	η	$a_{ст} \times 10^6$	t_b °C	e_1 мм	e мм	$M_{тн}$ кНм	x мм	$\frac{x}{h_0}$	M_t кНм
нсп	160	1.03	14.00	45	22	75.5	68	46.7	0.33	108.3

Поскольку у данных панелей несущая способность в нагретом состоянии в течение 30 мин превышает величину момента от нормативной нагрузки (с поправкой на увеличения эксцентриситета – в связи с прогибом панели при нагревании), предел их огнестойкости составляет не менее R 30.

Выводы:

1. По результатам расчетов следует, что наружные несущие панели не потеряют несущую способность в течение 30 минут. Следовательно, их фактический предел огнестойкости по потери несущей способности составит не менее нормативного- R30.

2. Наружные несущие стеновые панели не будут претерпевать хрупкое разрушение и не прогреться до критической температуры бетона в течение 30 мин одностороннего стандартного теплового воздействия. Следовательно, их фактический предел огнестойкости по потери целостности составит не менее E30.

Расчет огнестойкости внутренней стеновой панели

Внутренняя стеновая панель толщиной слоя 160. (на максимальное воздействие)

Инв. № инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата
------	--------	------	-------	---------	------

- Высота сечения $h = 160$ мм;

Горизонтальная арматура:

Стержневая арматура, диаметром 8-10 мм; Сжатая или наименее растянутая горизонтальная арматура - Стержневая арматура, диаметром 6-8 мм):

- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S до грани сечения $a = 30$ мм;

- Расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S' до грани сечения $a' = 30$ мм;

Усилия от нормативной нагрузки:

- Изгибающий момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки

$$M_n = 1,8 \text{ тс м} = 1,8 / 1,0197162123\text{E-}07 = 1596765,00848 \text{ Н мм};$$

Сжатая вертикальная арматура:

- Площадь растянутой арматуры $A_s = 212$ мм²;

Наименее растянутая горизонтальная арматура:

- Площадь сжатой арматуры $A's = 212$ мм²;

Согласно приложения А

Предел огнестойкости несущих вертикальных панелей лифтовой шахты (пассажирский) не менее REI 60, при толщине панели 160 мм обеспечивается расстоянием до ц.т. арматуры 35 мм, которая прогревается при пожаре длительностью 60 мин. по рис.А2 СТО 36554501-2006 не более чем до 375°C, что меньше критической температуры $t_{s,cr}$ арматуры применяемой в диафрагм жесткости А500С - 520°C. Предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности I обеспечивается при одностороннем нагреве панели из тяжелого бетона при длительности огневого воздействия до 300 мин указан на рис.7.1 СТО 36554501-2006 Длительность стандартного пожара 60 мин, минимальная толщина стены составляет 75 мм. **Соответственно выполнены условия обеспечения для данных панелей REI 60. Тип панелей PW-X-20,22,23,24, PW-0-20,22,23,24,25**

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №							Лист
			28004-107-113-корр4-П-КР						59
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата				

Расчет огнестойкости лестничных площадок и маршей

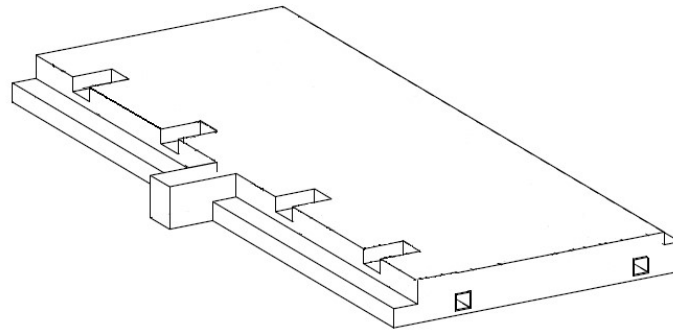
Расчетное определение класса пожарной опасности и фактического предела огнестойкости железобетонных конструкций лестничных площадок типа ЛП03 и основных лестничных маршей типа ЛМ 2

материалы:

КЖИ-06 - чертеж "Лист 7.", шифр 28004-108-РД-3.5- КЖ.И-06 ЛП 1;

- чертеж "Лист 3-4.", шифр 28004-108-РД-3.5- КЖ.И-06 - ЛМ 2.

Эскизы конструкции лестничной площадки типа ЛП 1 представлены на рисунке 1. Класс бетона – В25. Класс рабочей арматуры - В500. Армирование лестничной площадки приведено на рисунке 2. Конструкция лестничной площадки представляет собой монолитную железобетонную коробчатую конструкцию. Опираение площадки лестничных маршей на стены производится по двум сторонам посредством закладных деталей из двутавра № 10. Нормативная нагрузка на площадку от постоянной и длительной временной нагрузок - 0,41 т/м². Защитный слой бетона нижней арматуры плиты составляет 25 мм. А)



Б)

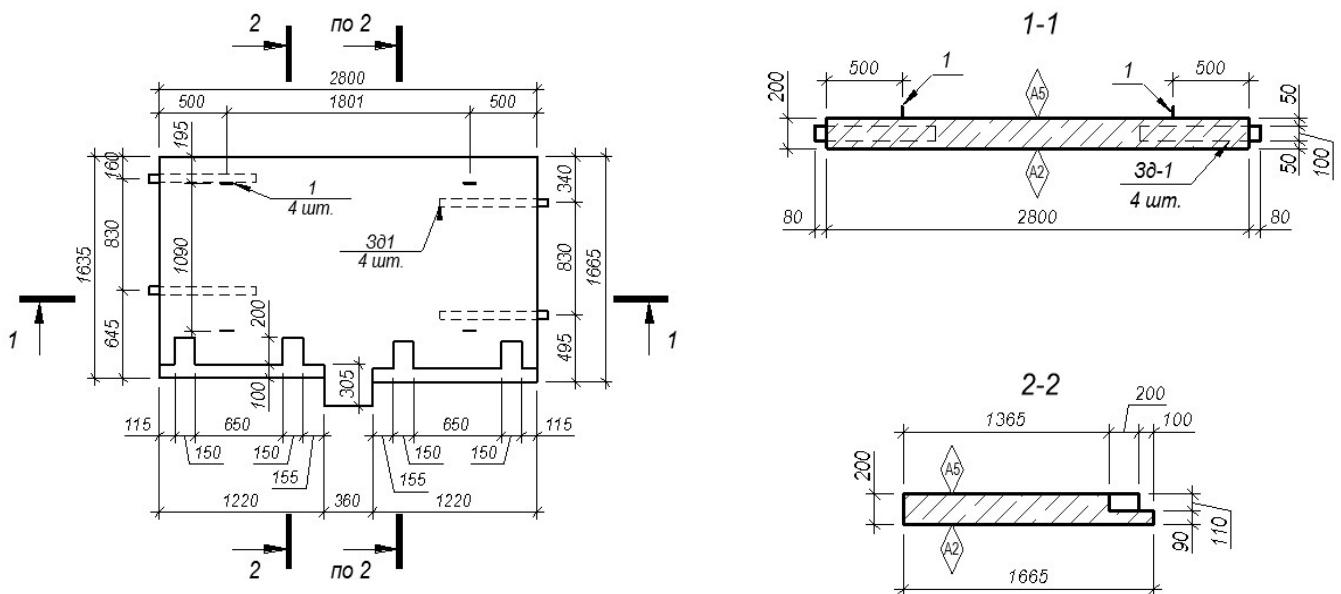


Рисунок 1- Эскизы плиты лестничной площадки типа ЛП 1

Взам. инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

28004-107-113-корр4-П-КР

Лист

60

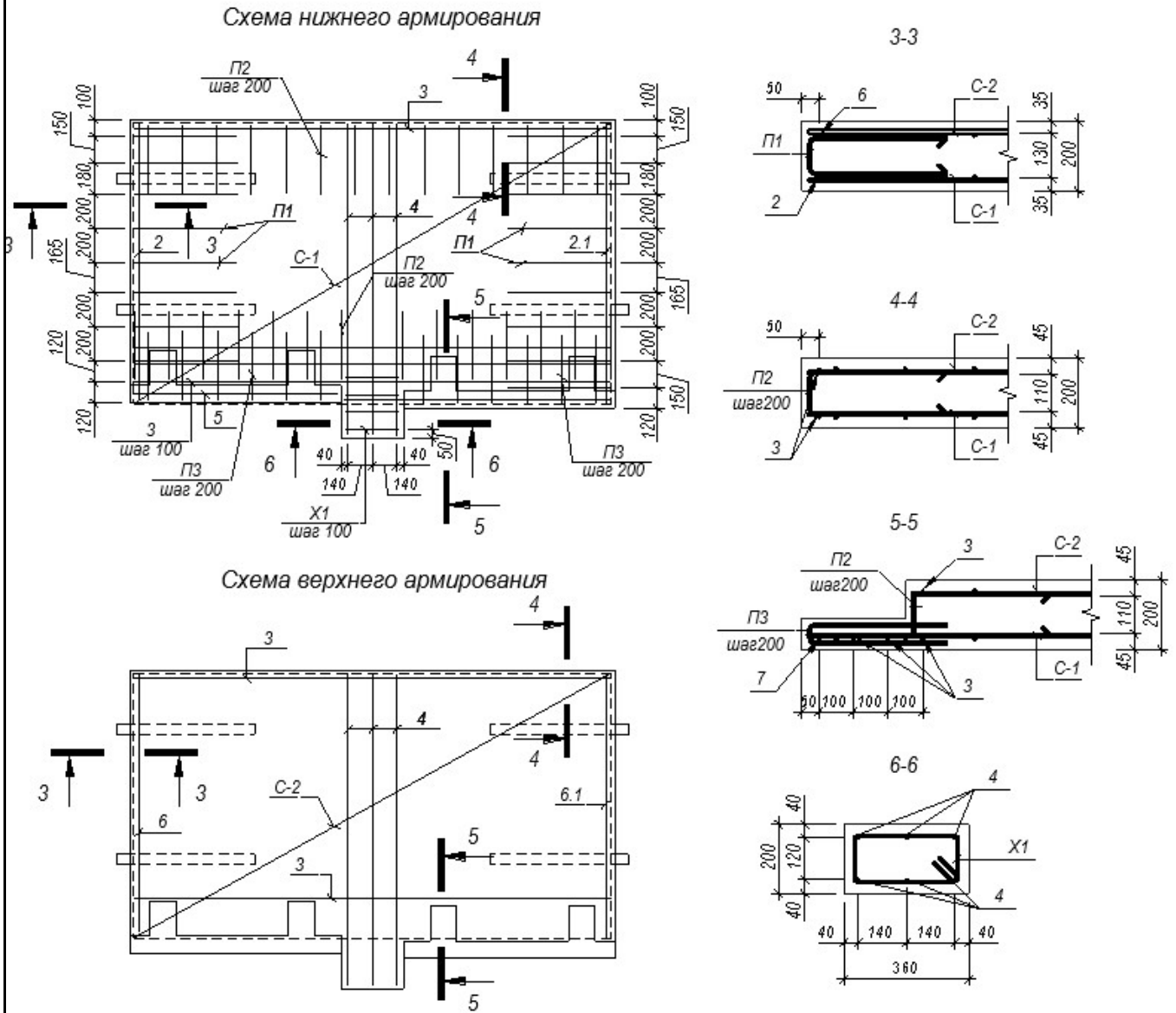


Рисунок 2 – Армирование

Производим определение соответствия огнестойкости конструкции требованиям, предъявляемым к зданиям III степени огнестойкости. В соответствии с таблицей 21 Технического регламента о требованиях пожарной безопасности №123-ФЗ [1] для зданий III степени огнестойкости требуемый предел огнестойкости лестничных площадок составляет R60, класс пожарной опасности K0. Требуемый предел огнестойкости лестничных площадок устанавливается REI60.

При проведении расчетов предполагалось, что конструкции лестничных площадок подвергаются тепловому воздействию пожара с одной (нижней) стороны.

Предел огнестойкости по несущей способности

Толщина защитного слоя бетона на стальных закладных деталях, посредством которых осуществляется опирание на стены, составляет 60 мм. В соответствии с рисунком 4 ([2], рисунок А.1) на 60 минуте воздействия стандартного температурного режима пожара

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №
--------------	----------------	--------------

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	Лист
							61

температура бетона на глубине 60 мм составляет 170 0С, что существенно ниже критической температуры стальных конструкций 500 0С. Температурный коэффициент условий работы стали при температуре 170 0С равен 1, т.е. несущая способность закладной детали не снижается.

В соответствии с рисунком 4 ([2], рисунок А.1) на 60 минуте воздействия стандартного температурного режима пожара на нижнюю поверхность плиты лестничной площадки температура растянутой продольной арматуры Ø10В500 составляет 4000С. Критическая температура арматуры В500 составляет 4300С.

Глубина прогрева плиты до критической температуры бетона 500 0С на 60 минуте равна 20 мм, что не превосходит толщины защитного слоя арматуры.

Поскольку температура арматуры ниже критической, предел огнестойкости конструкции лестничной площадки составляет не менее R60.

Предел огнестойкости по целостности

Для бетона марки В25 расход цемента на 1 м³ бетона составляет Ц=395 кг·м⁻³.

Исходя из таблицы 1 (таблица 9.2 [2]) при относительной расчётной влажности воздуха 75% весовая влажность бетона будет составлять 3,4%, что меньше нижней границы хрупкого разрушения бетона 3,5%.

На рисунке 5 приведена зависимость напряжения сжатия, при котором происходит хрупкое разрушение, от толщины элемента. Поскольку у плиты с балочным шарнирным опиранием (под нагрузкой) с нижней стороны находится зона растяжения, конструкция не находится в зоне хрупкого разрушения.

В примере 17 [3] относительная влажность воздуха в помещениях в летний период оценивается в 45-55%, в зимний 34-45%. Поскольку здание монтируется из готовых железобетонных конструкций, оценка возможности хрупкого разрушения производится при максимальной относительной влажности при эксплуатации, равной 55%.

Определение критерия хрупкого разрушения В.В.Жукова F:

Коэффициент температурного расширения бетона при температуре 250°С

$$\alpha_{bt} = 8,25 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C};$$

Модуль упругости бетона В15 $E_b = 36000 \text{ МПа};$

Температурный коэффициент модуля упругости $\beta_{bt} = 0,60;$

Модуль упругости бетона В25 при температуре 250°С $E_{bt} = E_b \beta_{bt} = 21600 \text{ МПа};$

Плотность бетона в естественном состоянии $\rho_1 = 2524 \text{ кг/м}^3;$

Плотность бетона в сухом состоянии $\rho = \rho_1 - 150 = 2374 \text{ кг/м}^3;$

Плотность воды $\rho_W = 1000 \text{ кг/м}^3;$

По данным таблицы 1 (таблица 9.2 [2]) равновесная влажность бетона по массе

Инв. № подл.	Взам. инв. №						Лист
Инв. № подл.	Подпись и дата						Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	62

$W_b=0,026$ кг/кг;

Объёмная эксплуатационная влажность $W_{э} = W_b \rho_{10-3} = 0,026 \cdot 2374 \cdot 10^{-3} = 0,061$ кг/кг;

Содержание крупного заполнителя в бетоне $911/2524 \cdot 100 = 36,1$ %.

По данным таблицы 2 (таблица 9.1 [2]) $K_{11} = 0,54$ МН · м^{3/2};

Коэффициент теплопроводности бетона при температуре 250

$\lambda_{bt} = 1,2 - 0,00035 \cdot 250 = 1,11$ Вт·м⁻¹·°С⁻¹,

Водоцементного отношение $V/C = 160/445 = 0,36$;

Пористость бетона при $V/C < 0,4$ $\mu = (V/C \cdot 8 \cdot 10^{-4}) C = (0,36 \cdot 8 \cdot 10^{-4}) \cdot 445 = 0,128$;

Критерий хрупкого разрушения бетона F определяется по формуле:

$$F = \frac{a \cdot \alpha_{bt} \cdot E_{bt} \cdot \rho \cdot W_{\dot{y}}}{\hat{E}_1 \cdot \lambda \cdot \dot{r}} = \frac{1,16 \cdot 10^{-2} \cdot 8,25 \cdot 10^{-6} \cdot 2,16 \cdot 10^4 \cdot 2374 \cdot 0,061}{0,54 \cdot 1,11 \cdot 0,128} = 3,90$$

Следовательно, при эксплуатации здания хрупкого разрушения бетона во время пожара не происходит.

Предел огнестойкости по теплоизолирующей способности

В соответствии с рисунком 6 , критическая температура 160 оС необогреваемой поверхности плиты толщиной 200 мм достигается более чем на 300 минуте теплового воздействия стандартного температурного режима пожара.

Следовательно, предел огнестойкости по теплоизолирующей способности конструкции стены составляет не менее 60 минут.

Эскизы конструкции лестничных маршей типа ЛМ2 представлены на рисунках 1 и 2. Схема армирования представлена на рисунке 3. Класс бетона по прочности – В40. Рабочая продольная арматура Ø12 А500С. Защитный слой бетона арматуры составляет 25 мм.

Минимальная толщина ступеней составляет 150 мм.

Нормативная нагрузка на площадку от постоянной и длительной временной нагрузок - 0,41 т/м².

Защитный слой бетона нижней арматуры плиты составляет 25 мм.

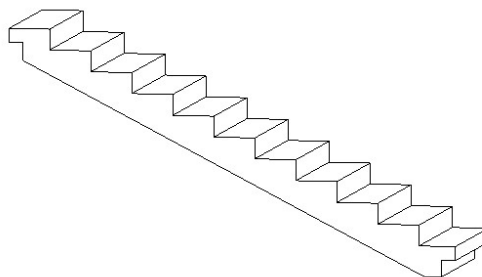


Рисунок 3 – Эскиз лестничного марша типа ЛМ 2

Инв. № подл.	Взам. инв. №
Подпись и дата	

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	Лист 63

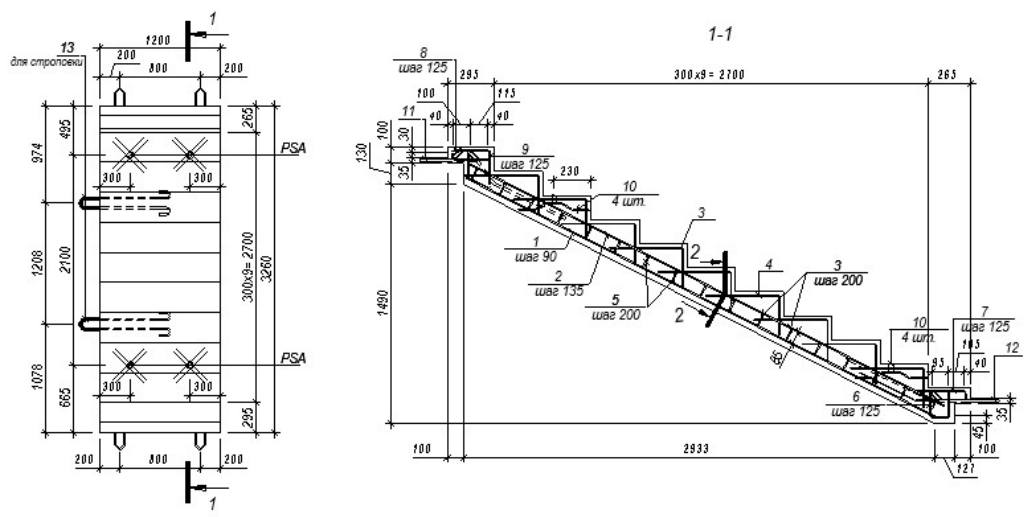


Рисунок 4 - Эскизы лестничного марша типа ЛМ 2

Конструкция должна удовлетворять требованиям, предъявляемым к зданиям III степени огнестойкости. В соответствии с таблицей 21 Технического регламента о требованиях пожарной безопасности №123-ФЗ [1] для зданий III степени огнестойкости требуемый предел огнестойкости лестничных маршей составляет R60, класс пожарной опасности K0. Требуемый предел огнестойкости лестничных маршей устанавливается REI60.

Для определения зависимость прогрева a_t до критической температуры тяжелого бетона на силикатном заполнителе 500 °C при воздействии стандартного температурного режима пожара приведена на рисунке 6. При большой ширине балки глубина прогрева бетона стремится к глубине прогрева бетона при одностороннем прогреве. При времени воздействия 60 минут глубина прогрева плиты большой толщины составляет 20 мм.

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №
--------------	----------------	--------------

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	Лист 64

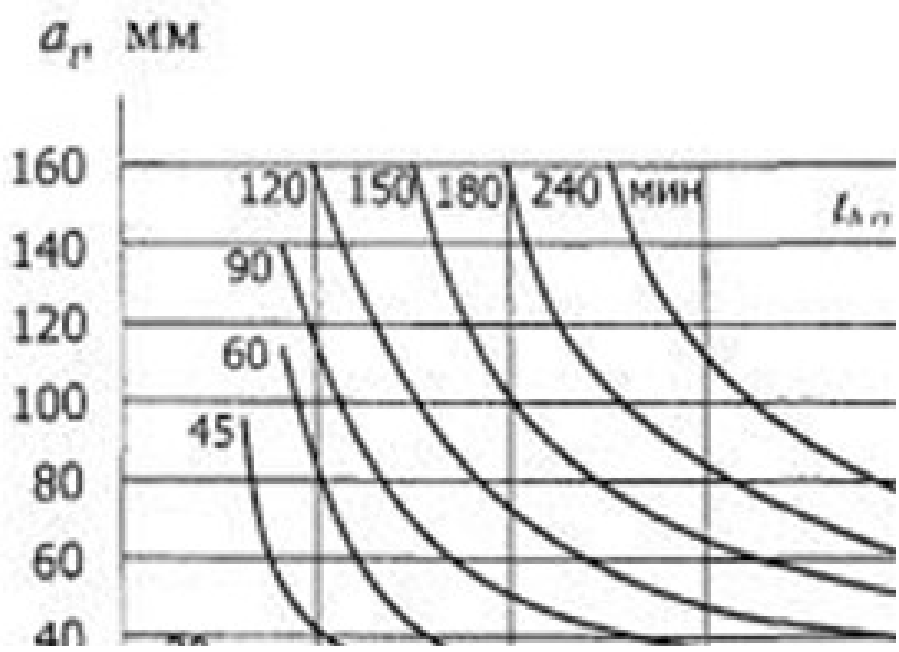


Рисунок 6 - Глубина прогрева a_t до критической температуры тяжелого бетона в балке при воздействии стандартного температурного режима пожара (рисунок 8.2 [3])

Поскольку плиты лестничных маршей опираются по двум противоположным сторонам, прочность плиты определяется как прочность балки.

Максимальный момент в середине пролёта:

$$M_n = \frac{q \cdot l_0^2}{8} \tag{9}$$

где l_0 - пролёт лестничного марша.

За нормативную нагрузку (пункт 4.9[1]) принимается непродолжительное действие постоянных и временных длительных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma = 1$, которые существенно влияют на напряженное состояние железобетонной конструкции при пожаре. В тех случаях, когда нельзя установить значение усилий от нормативной нагрузки, разрешается принимать их равными 0,7 от расчетных. Расчетная схема приложения нормативной нагрузки должна соответствовать проекту.

За постоянную нагрузку принимается нагрузка от собственного веса. Коэффициент надежности по нагрузке железобетонных конструкций с плотностью свыше 1600 кг/м³ принимается 1,1 (пункт 7.2[4]).

Инв. № подл.

Подпись и дата

Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	Лист
							65

Исходя из таблицы 1 (таблица 9.2 [2]) при относительной расчётной влажности воздуха 75% весовая влажность бетона будет составлять 3,0%, что меньше нижней границы хрупкого разрушения бетона 3,5%.

На рисунке 5 приведена зависимость напряжения сжатия, при котором происходит хрупкое разрушение, от толщины элемента. Поскольку у плиты с балочным шарнирным опиранием (под нагрузкой) с нижней стороны находится зона растяжения, конструкция не находится в зоне хрупкого разрушения.

Определение критерия хрупкого разрушения В.В.Жукова F :

Коэффициент температурного расширения бетона при температуре 250°C

$$\alpha_{bt} = 8,25 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C};$$

Модуль упругости бетона В15 $E_b = 36000 \text{ МПа};$

Температурный коэффициент модуля упругости $\beta_{bt} = 0,60;$

Модуль упругости бетона В40 при температуре 250°C $E_{bt} = E_b \beta_{bt} = 21600 \text{ МПа};$

Плотность бетона в естественном состоянии $\rho_1 = 2290 \text{ кг/м}^3;$

Плотность бетона в сухом состоянии $\rho = \rho_1 - 150 = 2140 \text{ кг/м}^3;$

Плотность воды $\rho_w = 1000 \text{ кг/м}^3;$

По данным таблицы 1 (таблица 9.2 [2]) равновесная влажность бетона по массе

$$W_b = 0,023 \text{ кг/кг};$$

Объёмная эксплуатационная влажность $W_s = W_b \rho 10^{-3} = 0,023 \cdot 2140 \cdot 10^{-3} = 0,049 \text{ кг/кг};$

Содержание крупного заполнителя в бетоне $900/2290 \cdot 100 = 39,3 \%$.

По данным таблицы 2 (таблица 9.1 [2]) $K_1^1 = 0,555 \text{ МН} \cdot \text{м}^3/2;$

Коэффициент теплопроводности бетона при температуре 250

$$\lambda_{bt} = 1,2 - 0,00035 \cdot 250 = 1,11 \text{ Вт} \cdot \text{м}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1},$$

Водоцементного отношение $B/C = 110/400 = 0,275;$

Пористость бетона при $B/C < 0,4$ $n = (B/C \cdot 8 \cdot 10^{-4}) C = (0,275 \cdot 8 \cdot 10^{-4}) \cdot 400 = 0,088;$

Критерий хрупкого разрушения бетона F определяется по формуле:

$$F = \frac{a \cdot \alpha_{bt} \cdot E_{bt} \cdot \rho \cdot W_s}{\hat{E}_1^1 \cdot \lambda \cdot i} = \frac{1,16 \cdot 10^{-2} \cdot 8,25 \cdot 10^{-6} \cdot 2,16 \cdot 10^4 \cdot 2140 \cdot 0,049}{0,555 \cdot 1,11 \cdot 0,088} = 3,998$$

Следовательно, при эксплуатации здания хрупкого разрушения бетона во время пожара не происходит.

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	67

В соответствии с рисунком 8 , критическая температура 160 °С необогреваемой поверхности плиты толщиной 150 мм достигается на 230 минуте теплового воздействия стандартного температурного режима пожара.

Следовательно, предел огнестойкости по теплоизолирующей способности конструкции стены составляет не менее 60 минут.

Конструкция лестничных маршей типа ЛМ-3 не менее REI60 и класс пожарной опасности К0 (45).

Предел огнестойкости всех конструкций по теплоизолирующей способности обеспечивается температурой бетона на необогреваемой поверхности менее 160°С, согласно результатам теплотехнических расчетов, приведенных в СТО 36554501-2006.

Таблица 9 – Сведения об огнестойкости строительных конструкций

№ п/п	Наименование	Расстояние от оси арм. до нагреваемой грани бетона	Огнестойкость, требуемая по 123 - ФЗ табл. 21	Огнестойкость по СТО 36554501-006-2006 по п. 4.12	Проектная огнестойкость, не менее	Примечание
1	Внутренние стеновые панели	30 мм	REI45	R60	REI60	
2	Монолитные перекрытия	35 мм	REI 45	REI 45	REI 45	
3	Лестничные марши	35 мм	R45	R70	R60	
4	Лестничные площадки	20 мм	R45	R60	R60	
5	Наружные стены(панели)	-	E15	-	E15	

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №
--------------	----------------	--------------

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата
------	--------	------	-------	---------	------

9. Теплотехнический расчёт.

Тепловой расчет ограждающих конструкций должен удовлетворять двум условиям: санитарно-гигиеническим требованиям и энергоэффективности.

Теплозащитные характеристики ограждающих конструкций проектируемых домов позволяют добиться гигиенических требований к микроклимату и воздушной среде изложенных в главе IV СанПиН 2.1.2.2645-10. от 10 июня 2010 года.

Таблица 8.

Допустимые нормы температуры, относительной влажности и скорости движения воздуха в помещениях жилых зданий.

Наименование помещений	Температура воздуха, °С	Результирующая температура, °С	Относительная влажность, %	Скорость движения воздуха, м/с
Холодный период года				
Жилая комната	18-24	17-23	60	0,2
То же, в районах наиболее холодной пятидневки (минус 31° и ниже)	20-24	19-23	60	0,2
Кухня	18-26	17-25	н/н*	0,2
Туалет	18-26	17-25	н/н	0,2
Ванная, совмещенный с/у	18-26	17-26	н/н	0,2
Межквартирный коридор	16-22	15-21	60	0,2
Вестибюль, лестничная клетка	14-20	13-19	н/н	0,3
Кладовые	12-22	11-21	н/н	н/н
Теплый период года				
Жилая комната	20-28	18-27	65	0,3

*Не нормируется.

Место предполагаемого строительства Ленинградская область.

Расчет и справочные данные проводились согласно СНиП 23-03-2003 «Тепловая защита зданий»

Коэффициенты теплопроводности применяемых материалов:

Коэффициент теплопроводности Вт/м·С⁰ по варианту Б (эксплуатация):

- Штукатурка цементно песчаная при плотности 1400 кг/м³ - 0,93
- Пенополистирол “styrofoam floormate” 0,045
- Пенополистирол “ПСБ-С-25” 0,039
- Минераловатные плиты Paroc FAL 1 (γ=80÷160) Теплопроводность не более 0,047 Вт/(м К)
- Железобетон 2.04 при плотности 2500 кг/м³
- Гравий керамзитовый 0.140

Требуемое сопротивление теплопередачи ограждающих конструкций задано заказчиком и равняется 4.00 С⁰м²/Вт.

Инв. № инв. №						Подпись и дата	Инв. № подл.						28004-107-113-корр4-П-КР	Лист
														69
	Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата								

Таблица 9.

Расчет температуры воздуха наиболее холодной пятидневки, Санкт-Петербург

Температура воздуха наиболее холодной пятидневки, °С	Ранжированный ряд температур	Порядковый номер в ряду, m	Средний порядковый номер, m _{ср}	Обеспеченность в долях единицы, p
1	2	3	4	5
-31,7	-31,5	1	1	0,99
-28,9	-29,0	2	2,5	0,96
-28,9	-29,0	3		
-28,4	-28,5	4	4	0,94
-26,4	-26,5	5	5	0,92
-26,0	-26,0	6	6	0,91
-25,7	-25,5	7	7	0,89
-25,1	-25,0	8	8	0,88
...				
-12,7	-12,5	55		
-12,6	-12,5	56	56	0,11
-12,6	-12,5	57		
-12,1	-12,0	58	58	0,07
-11,6	-11,5	59	59	0,06
-10,9	-11,0	60	60,5	0,04
-11,1	-11,0	61		
-10,4	-10,5	62		

Согласно СНиП 23-01, климатические параметры Санкт-Петербурга следующие:

- расчетная температура наружного воздуха, определяемая по температуре наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92, равна минус 26 °С;
- продолжительность отопительного периода со средней суточной температурой наружного воздуха 8 °С равна а = 220 суток;
- средняя температура наружного воздуха за отопительный период b = минус 1,8 °С.

Согласно ГОСТ 30494 и СанПиН 2.1.2.1002, оптимальная расчетная температура внутреннего воздуха жилого здания с = 20 °С.

Согласно СНиП 23-02, расчетная относительная влажность внутреннего воздуха из условия не выпадения конденсата на внутренних поверхностях наружных ограждений равна 55 %.

Вычисляем градусо-сутки отопительного периода согласно формуле

$$Dd = (c - b)a = (20 + 1,8) 220 = 4796 \text{ °С} \times \text{сут.}$$

Взам. инв. №
Подпись и дата
Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

Для цокольного этажа:

$$Dd_{ц} = (c - b)a = (12 + 1,8) 220 = 3036 \text{ } ^\circ\text{C}\times\text{сут.}$$

$$R_{\sigma}^{тп} = 1,2 \text{ м}^2\text{C}^0/\text{Вт} - \text{согласно СНиП П-3-79* (таблица 9).}$$

$$R_{\sigma}^{тп,эф} = 2 \text{ м}^2\text{C}^0/\text{Вт} - \text{согласно СНиП 23-02-2003 (таблица 4).}$$

В Санкт-Петербурге сопротивление теплопередачи в жилых зданий согласно СНиП (23-02-2003) $R_{0э} = 3,08 \text{ м}^2\text{C}^0/\text{Вт}$, по требованию заказчика $4.00 \text{ м}^2\text{C}^0/\text{Вт}$ и коэф. теплотехнической однородности $r = 0,9$.

Сопротивление теплопередачи строительной ограждающей конструкции R_0 вычисляется по формуле:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + R_k + \frac{1}{\alpha_H}, \frac{\text{м}^2\text{C}^0}{\text{Вт}}$$

$$\frac{1}{\alpha_B} = \frac{1}{8,7} = 0,115 \frac{\text{м}^2\text{C}^0}{\text{Вт}}$$

$$\frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{23} = 0,043 \frac{\text{м}^2\text{C}^0}{\text{Вт}}$$

1. Цокольная стена (150)

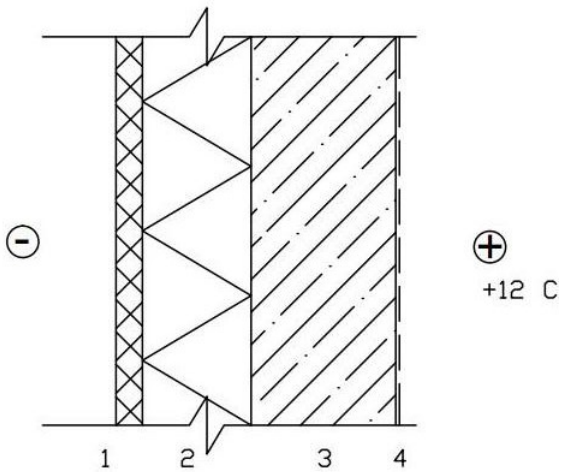


Рис. 26 Разрез цокольной стены.

- 80 мм - 1 железобетонная плита;
- 150 мм - 2 утеплитель пенополистирол (теплопроводность 0,039);
- 160 мм - 3 железобетонная плита;
- 20 мм - 4 отделка поверхности (штукатурка).

$$R_k = \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,15}{2,04} + \frac{0,15}{0,039} + \frac{0,08}{2,04} = 0,022 + 0,074 + 3,85 + 0,034 = 3,98 \frac{\text{м}^2\text{C}^0}{\text{Вт}}$$

$$R_0 = 0,115 + 3,98 + 0,043 = 4,138 \frac{\text{м}^2\text{C}^0}{\text{Вт}}$$

$$R_{0r} = R_0 \cdot r$$

$$R_{0r} = 4,138 \cdot 0,9 = 3,724 \frac{\text{м}^2\text{C}^0}{\text{Вт}}$$

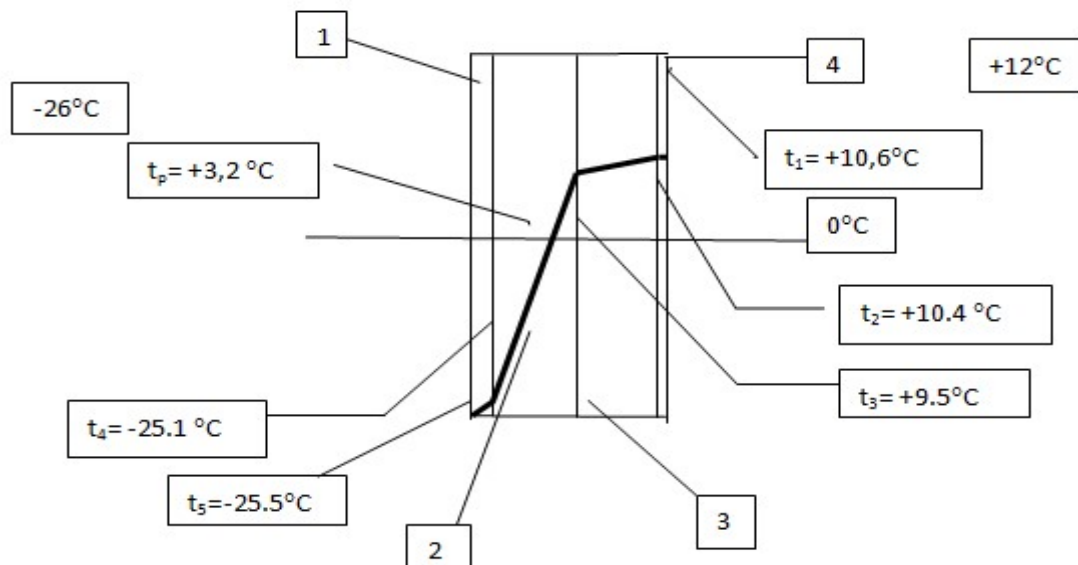
Инв. № подл.
Подпись и дата
Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР

Учитывая температуру нежилого помещения + 12С, а также коэффициент тепло-технической однородности $\gamma = 0,9$.

Рекомендуется применить толщину утепляющего слоя 150 мм.

Расчет точки росы



Точка росы $t_p = 3,2^\circ\text{C}$.

Таблица 10.

№ слоя	Наименование слоя	б, м	λ , Вт/м $^\circ\text{C}$	R , м 2 $^\circ\text{C}/\text{Вт}$
4	Штукатурка цементно-песчаная	0,02	0,93	0,022
3	Плита железобетонная	0,16	2,04	0,074
2	Пенополистирол	0,15	0,039	3,85
1	Плита железобетонная	0,08	2,04	0,034
Приведенное сопротивление теплопередаче R_0				3,173
Приведенное сопротивление теплопередаче с учетом теплотехнической однородности конструкции				2,856

Коэффициент теплотехнической однородности конструкции $\gamma = 0,9$ при общей толщине конструкции 390 мм $R_0 > R_0^{TP}$, что соответствует требованиям СНиП 23-02-2003 «Тепловая защита зданий».

Инв. № подл.

Подпись и дата

Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата

28004-107-113-корр4-П-КР

Лист

72

2. Кровля

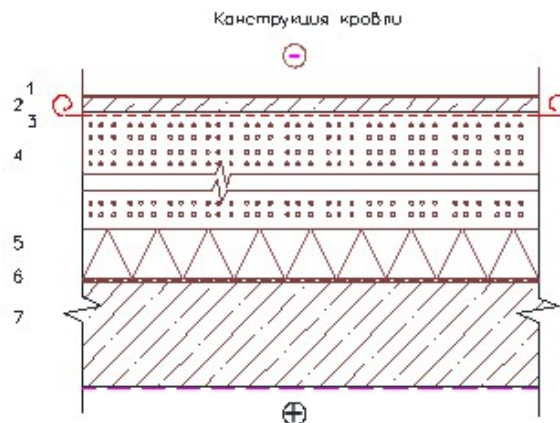


Рисунок 1 – Разрез по кровле

1. Гидроизоляция 2 слоя
1. 2 листа ЦСП 12мм*2 24 мм
2. Геотекстильный фильтр
3. Керамзитовый слой 180...360 мм (теплопроводность 0,14)
4. Технониколь XPS 30 -170мм λ=0,031
5. Пароизоляция
6. Монолитная железобетонная плита 200 мм

Требуемое сопротивление теплопередаче 6,67

$$\delta_{ум} = \left[R_{о.эН}^{mp} - \left(\frac{1}{\alpha_{в}} + \sum \frac{\delta_i}{\gamma_{ум}} + \frac{\delta_{ум}}{\gamma_{ум}} + \frac{1}{\alpha_{н}} \right) \right]$$

Утеплитель для кровли применяется с большей плотностью

$$R_{общ} = \frac{0,20}{2,04} + \frac{0,17}{0,031} + \frac{0,24}{0,14} + \frac{0,04}{0,93} + \frac{0,08}{0,21} = 0,108 + 4,444 + 1,714 + 0,043 + 0,381 = 6,69$$

$$R_0 = 0,115 + 6,69 + 0,043 = 6,848 \frac{m^2 C^0}{Вт}$$

Минимальная толщина утеплителя принята 170мм.

Инв. № подл.
Подпись и дата
Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР

3. Перекрытие между подвалом и первым этажом

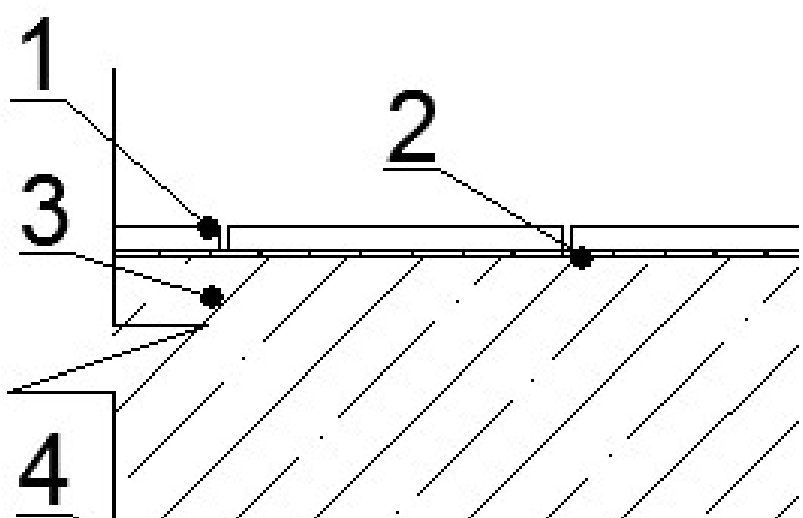


Рис. 31 Разрез перекрытия между подвалом и первым этажом.

1. Керамогранитная плитка 10 мм.
2. Выравнивающая стяжка 10 мм.
3. Железобетонная плита 200 мм.
4. Теплоизоляция 100 мм (теплопроводность 0,039).

Согласно СНиП 23-02 приведенное сопротивление теплопередаче должно быть не ниже Нормируемых значений Нормируемое значение теплопередачи между подвалом и первым этажом равно 4.16 м2С0/Вт, (при неотапливаемом подвале) таблица 4 СНиП 23-02-2003 г.

Так как принята температура в подвале +12 градусов для достижения комфортных условий проживания требуемое сопротивление теплопередачи определяется по формуле:

$$R_0^{mp} = \frac{(t_{в} - t_{н}) \cdot n}{\Delta t^H \cdot \alpha_{в}}$$

где $t_{в}$ – расчетная температура внутреннего воздуха, °С, принимаемая по нормам проектирования соответствующих зданий ГОСТ12.1.005-88;
 $t_{н}$ - расчетная температура в подвале, °С
 n – коэффициент, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху
 Δt^H - нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, °С
 $\alpha_{в}$ – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждения, $\frac{Вт}{м^2С^0}$

$$R_0^{mp} = \frac{(21-12) \cdot 1}{2 \cdot 8,7} = 0,517 \frac{м^2С^0}{Вт}$$

Инв. № подл.
Подпись и дата
Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	28004-107-113-корр4-П-КР	Лист 74

Рассчитываем общее сопротивление теплопередачи предлагаемой конструкции перекрытия:

$$R_k = \sum \frac{\delta_i}{\gamma_i}$$

$$R_k = \frac{0,01}{2,04} + \frac{0,22}{2,04} + \frac{0,05}{0,041} = 0,015 + 0,109 + 1,22 = 1,344 \frac{\text{м}^2\text{С}^0}{\text{Вт}}$$

$$R_0 = 0,115 + 1,344 + 0,043 = 1,502 \frac{\text{м}^2\text{С}^0}{\text{Вт}}$$

Так как расчетная величина $1,502 \frac{\text{м}^2\text{С}^0}{\text{Вт}}$ больше нормированной величины $0,517 \frac{\text{м}^2\text{С}^0}{\text{Вт}}$, следовательно перекрытия выбраны верно.

Фундаментная плита

1. Фундаментная плита 350мм
2. Бетонная подготовка 100 мм
3. Полиэтиленовая пленка 200 мкм
4. Уплотненная подготовка - ЩПС фракция 0...80 – 300 мм
5. Геотекстиль
6. Естественное основание

Передача теплоты из помещения нижнего этажа через конструкцию пола является сложным процессом. Учитывая сравнительно небольшой удельный вес теплопотерь через пол в общих теплопотерях помещения, применяют упрощенную методику расчета. Теплопотери через пол, расположенный непосредственно на грунте, рассчитывают по зонам. Для этого поверхность пола делят на полосы шириной 2 м, параллельные наружным стенам. Полосу, ближайшую к наружной стене, обозначают первой зоной, следующие две полосы - второй и третьей, а остальную поверхность пола - четвертой зоной. Если проводится расчет теплопотерь заглубленного в грунт помещения, отсчет зон ведется от уровня земли по внутренней поверхности наружной стены и далее по полу.

$$R_k = \frac{0,35}{2,04} + \frac{0,1}{2,04} + \frac{0,5}{0,8} = 0,172 + 0,049 + 0,625 = 0,846 \frac{\text{м}^2\text{С}^0}{\text{Вт}}$$

$$R_0 = 0,115 + 0,846 + 0,043 = 1,004 \frac{\text{м}^2\text{С}^0}{\text{Вт}}$$

$R_{\text{общ}}$ пола лежащего на грунте не нормируется в конструкторской документации и учитывается только при расчетах теплопотерь, при составлении энергетического паспорта здания.

Инв. № инв. №						Лист
Инв. № подл.						Лист
Подпись и дата						Лист
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	75

10. Мероприятия по защите строительных конструкций и фундаментов от прогрессирующего обрушения.

От воздействия факторов прогрессирующего обрушения в соответствии с Рекомендации по защите жилых крупнопанельных зданий при чрезвычайных ситуациях предусмотрены следующие мероприятия:

- устройство связей, как по периметру, так и внутри здания между сборными элементами:

1. Устройство горизонтальных связей в уровне дисков перекрытий для обеспечения совместной работы плит (армирование – стержень Ø12 из стали А500С в каждом соединении).

2. Устройство горизонтальных связей в вертикальных швах между стенами (PVL-80 (Reikko) или Аналог - тросовые петли) с шагом 450 мм или загнутый арматурный стержень Ø12 сталь А500С с шагом 500 мм).

3. Устройство вертикальных связей в горизонтальных швах между стенами (стержень Ø12 из стали А500С с шагом 1200..2000 мм).

При расчете на прогрессирующее обрушение в случае выхода из строя несущей стены конструкция перекрытия получает значительные прогибы и начинает работать как висячая система. В висячей системе в конструкциях перекрытия возникают растягивающие усилия, которые воспринимаются дополнительными арматурными связями, устанавливаемыми в швах между элементами.

Выход из строя каждой стены компенсируется за счет работы связей двух направлений:

- Связи между плитами в направлении пролета плит
- Периметровое армирование вокруг диска перекрытия
- Тросовые петли в вертикальном шве между элементами

При расчете здания аварийная расчетная ситуация (особые нагрузки и воздействия) не учитывались, т.к. в соответствии с п.6 статьи 16 главы 3 Федерального закона от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ "Технический регламент о безопасности зданий и сооружений", такая расчетная ситуация учитывается только при проектировании зданий и сооружений повышенного уровня ответственности. В соответствии с п.8 статьи 4 главы 1 этого же закона, к зданиям и сооружениям повышенного уровня ответственности относятся здания и сооружения, отнесенные в соответствии с Градостроительным кодексом Российской Федерации к особо опасным, технически сложным или уникальным объектам. Проектируемый объект, согласно статье 48.1 градостроительного кодекса Российской Федерации № 190-ФЗ, не относится к особо опасным, технически сложным и не обладает ни одной из характеристик которые позволили бы отнести его к уникальным в соответствии с этой статьей.

Инв. №	подл.	Взам. инв. №	Подпись и дата							Лист
				28004-107-113-корр4-П-КР						76
Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата					

11. Список использованных источников.

1. СП 20.13330.2011 “Нагрузки и воздействия”.
2. СП 52-101-2003 “Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры”. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.
3. СП 52-102-2004 “Предварительно напряженные железобетонные конструкции”.
4. СНиП 2.02.01-83* “Основания зданий и сооружений”. – М.: ФГУП ЦПП, 2006.
5. СТО 36554501-006-2006 “Правила по обеспечению огнестойкости и огне сохранности железобетонных конструкций”. – М.: ФГУП «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО», 2006.
6. СНиП 3.03.01-87 "Несущие и ограждающие конструкции".
7. СП 12-01-2004 "Организация строительства", с соблюдением техники безопасности по СП 12-03-2001 "Безопасность труда в строительстве. Часть 1" и СП 12-04-2002 "Безопасность труда в строительстве. Часть 2".
8. Пособие по проектированию жилых зданий Вып. 3 Часть 1 Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85).
9. СП 50-101-2004 "Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений".
10. СНиП 2.03.11-85 "Защита строительных конструкций от коррозии".
11. Ханджи В.В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом. М., Стройиздат, 1977, 187с.
12. ВСН 32-77 Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. М., Стройиздат, 1978, 178с.
13. Серия 1.022 КЛ-2 выпуск 1.Л., ЛЕННИИПРОЕКТ, 1982.
14. Федеральный закон №123 Технический регламент о требованиях пожарной безопасности от 22.07.2008
15. Альбом ИЖ 568-05 г. Москва рег.№2265

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №							Лист	
			28004-107-113-корр4-П-КР							77
			Изм.	Кол.уч	Лист	№ док	Подпись	Дата		