

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН
ТАШКЕНТСКИЙ АРХИТЕКТУРНО СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ**

На правах рукописи

ШАРИПОВА КАМОЛАХОН АЛИДЖАНОВНА

**Специальность: 5 А 580302 “Комплексная реставрация, реконструкция,
эксплуатация зданий и городских территорий”**

**РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЯ ОБЩЕЖИТИЕ СЕРИИ 111 ПОД
ЖИЛОЙ ДОМ С УСИЛЕНИЕМ КОНСТРУКЦИЯ ДЛЯ ПОВЫШЕНИЕ
СЕЙСМОСТОЙКОСТИ.**

ДИССЕРТАЦИЯ

На соискание академической степени магистра

Работа рассмотрена и допускается
к защите.

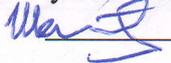
Зав. кафедрой
“Городское строительство
и хозяйство”

к.т.н.доц.Хотамов
“ ” 2015 г.

Научный руководитель:

 доц. Гимуш Р.И.

Научный консультант:

 доц.Шоджалилов Ш.

ТАШКЕНТ – 2015

УТВЕРЖДАЮ

Зав. кафедрой

доц. А.Т.Хотамов

« 17 » сентябрь 2013 г.

ЗАДАНИЕ ПО ПОДГОТОВКЕ И НАПИСАНИЮ МАГИСТЕРСКОЙ ДИССЕРТАЦИИ

Магистерская диссертация по теме: Рекомендации здания общественной серии III под типом дом с усиленной конструкцией для повышения сейсмостойкости

утвержденная приказом ректора института от _____ 2013 г.

за номером _____ по кафедре

за магистром

научный руководитель

Моршова К.А.

доц. Пелеца Р.И.

ф.и.о., занимаемая должность, ученая степень, ученое звание

Должна быть подготовлена и представлена к предварительной защите на Кафедру _____

26.05.2015

число, месяц, год

В работе будут использованы результаты экспериментов, данные публикации, лекции, нормативные акты, инструкции и положения.

результаты экспериментов, стат. Данные публикации, труды и т.д.
законодательные и нормативные акты, инструкции и положения

В работе предусматриваются таблицы, графики, схемы, диаграммы

Таблицы, графики, схемы, диаграммы, матем. модели и т.п.

В работе предусматриваются изложение следующих групп вопросов:

1-я группа Составная вопросов

2-я группа Техническое обследование здания

3-я группа Численные исследования несущих конструкций каркасного здания по определенному параметру - резервированного состава и усиления

Задание выдано _____

17. сентябрь 2013

Дата, месяц, год

Научный руководитель _____

доц. Пелеца Р.И.

Подпись, Ф.И.О.

Задание принял магистрант _____

Моршова К.А.

Подпись, Ф.И.О. дата

ГРАФИК ЗАВЕРШЕНИЯ МАГИСТЕРСКОЙ ДИССЕРТАЦИИ В ПЕРВОНАЧАЛЬНОМ ВАРИАНТЕ

Глава 1 Состояние вопроса
Название первой главы диссертации в первоначальном

рабочем плане и сроки представления

Глава 2 Техническое обоснование здания
Название первой главы диссертации в первоначальном

рабочем плане и сроки представления

Глава 3 Усиление несущих конструкций каркасного здания по дифференциально-редукторному составу их элементов
Название первой главы диссертации в первоначальном
рабочем плане и сроки представления

Предварительная защита диссертации на кафедре: _____
Срок, дата, год

Задание выдано доц. Писаев Р. И.
Научный руководитель магистерской диссертации

Задание принял Шарникова К. А.
Ф.И.О. магистранта, подпись, дата

Ташкентский архитектурно-строительный институт

Факультет управление Магистр: Шарипова Камолахон
строительство Алиджановна
Кафедра: “Городское Научный руководитель:
строительство и хозяйство” доц. Гимуш Р.И.
Учебный год: 2013-2014, 2014-2015 5A340301 - “Комплексная
реставрация, реконструкция,
эксплуатация зданий и городских
территорий”.

АННОТАЦИЯ МАГИСТЕРСКОЙ ДИССЕРТАЦИИ **Реконструкция здания общежитие серии 111 под жилой дом с** **усилением конструкция для повышение сейсмостойкости.**

По переходу рыночной экономики началось перепрофилирование эксплуатации производственных здание на общественных. Данной работе общежитие перепрофилирование под жилой дом. Обследование и оценка технического состояния общественных зданий, анализ их конструктивных элементов, надстройки на один этаж с учетом сейсмических воздействий в городе Ташкенте является актуальной задачей.

Научная новизна:

- Анализировано усиление монолитными части сборной ригелем с сопряженных сборными колоннами.

- Даны конструированию для усиление монолитных участки сборной ригелем с сопряженных сборными колоннами зданий.

Цель работы:

- получения данных о техническом состоянии и остаточной несущей способности основных строительных конструкций;

-оценить сейсмостойкость здания с точки зрения требований действующих норм КМК 2.01.03-96 «Строительство в сейсмических районах»;

При этом выполнить следующие задачи:

-проведение технического обследования объекта с оценкой состояния несущих конструкций здания;

- проведен пространственный расчет по программе ПК ЛИРА по определено напряженно деформированное состояние несущих конструкции здания при сейсмических воздействиях.

- Анализировано усиление монолитными части сборной ригелем с сопряженных сборными колоннами.

- Даны конструированию для усиление монолитных участки сборной ригелем с сопряженных сборными колоннами зданий.

- Разработано и с-конструировано новый вид усиления рамное - связевых каркасных здания.

Научный руководитель

 доц. Гимуш Р.И.

Магистр



Шарипова К.А.

The Tashkent architecturally-building institute

Faculty: Management of Construction Master: Sharipova K. A.
Department: "Urban construction and Scientific leader:
economy" ass.professor R.I. Gimush
Academic year: 2013-2014, 2014- 5A340301 - "Composite restoration,
2015 the exploitation of buildings and urban
territories".

ANNOTATION FOR MASTER'S DEGREE DISSERTATION

Reconstruction of Hostel's building, series 111, in imitation of old welling house with intensification of construction for rising of.

With the transition of market economy the reprofiling of exploitation of industrial buildings to social has began. In this work the hostel reprofiled in imitation of deviling house. Inspection and estimation of technical condition of public buildings, analysis of their constructive elements, superstructures on one floor with the calculation of seismic influences in Tashkent is a topical dast (problem).

Scientific newness:

- The intensification of monolithic parts of combined by rigel with united assembled columns are analyzed;
- The construction for intensification of monolithic parts of combined with rigel assamlieed columns are given;

The aim:

- Obtaining the data about technical condition and residual load – bearing capacity of basic building structures.
- To evaluate the seismic stability of the building in terms of the requirements of existing norms of KMK 2.01.03-96 "The Konstruktion in seismic regions."

At the same timeto perform the following tasks:

- a technical examination of the object with the assessment of the state of load-bearing structures of the building;
- held spatio payment under the program LIRA determined by the stress strain state of load-bearing structures of the building at seismic impacts;
- strengthening of the analyzed so monolithic to modular bolt conjugate teams columns;

- are given to designing for strengthening of monolithic sites of the national team by a crossbar with the interfaced combined columns of buildings;
- designed and built a new type of bond-strengthening braced frame buildings;

Scientific leader



ass.professor R.I. Gimush

Master



Sharipova K. A.

Введение 10

ГЛАВА I. Составные элементы 10

1.1. Сборные конструкции в зданиях, отрезавшихся и сейсмических районах 10

1.2. Методы усиления каркасов 20

1.3.1. Основные принципы зонирования и усиления зданий 20

1.3.2. Способы восстановления зданий 23

Выводы по главе I 33

ГЛАВА II. Технические условия возведения зданий 34

2.1. Каркасные здания 34

2.2. Типовые условия возведения зданий 40

2.3. Обеспечение здания объектами 42

Выводы по главе II 49

ГЛАВА III. Экспериментальные исследования несущих конструкций каркасного здания на определенном уровне деформированного состояния и на усиление 47

3.1. Расчетные схемы и методы расчета каркасных зданий 47

3.2. Подготовка, проведение и анализ результатов расчетов конструкций каркасного здания на определенном уровне деформации 50

3.3. Усиление несущих конструкций каркасного здания 82

Выводы по главе III 84

Заключение 85

Литература 86

Содержание

Введение.....	6
ГЛАВА I. Состояния вопроса.....	10
1.1. Сборные конструкции в зданиях, строящихся в сейсмических районах .	10
1.2. Проектирования железобетонных каркасных здании по нормам сейсмостойкого строительство.....	14
1.3. Методы усиления каркасных зданий.....	20
1.3.1. Основные принципы восстановления и усиления зданий.	20
1.3.2. Способы восстановления зданий.	22
Выводы главе I.....	33
ГЛАВА II. Техническое обследование здания.	34
2.1. Характеристика здания.	34
2.2. Инженерно – геологические условия участка строительства общежитие.	40
2.3. Обследование здания общежитие.....	42
Выводы по главе II.	46
ГЛАВА III. Численные исследования несущих конструкций каркасного здания по определению напряженно - деформированного состояния и их усиление.....	47
3.1. Расчетные схемы и методы расчета каркасных зданий.....	47
3.2. Подготовка, проведение и анализ результатов расчетов конструкций каркасного здания на сейсмические нагрузки.....	50
3.3. Усиление несущих конструкций каркасного здания.....	82
Выводы по главе III.....	84
Заключение.....	85
Литература.....	86

Введение.

В своем произведении Президент Республики Узбекистан И.А.Каримов подчеркивает, что несмотря на все возникшие проблемы и трудности, республике удалось добиться в 2008 году не только стабильного функционирования экономики, но и обеспечить высокие устойчивые темпы его роста. [2]

...В 2013 году в сфере услуг создано более 215 тысяч новых рабочих мест, открыто 2104 пункта торгового и 5138 бытового обслуживания.

В республике по итогам 2012 года на душу населения оказано услуг на 738,5 тысяч сумов, в частности, транспортных услуг – на 243,8 тысяч сумов, торговых и общепита – на 128,8 тысяч сумов, коммунальных услуг – на 113,4 тысяч сумов. Общий объем бытового обслуживания по сравнению с 2007 годом возрос на 121,5 %.

В 2011 году наряду с реализацией крупнейших инвестиционных проектов и развитием производственных и коммуникационных объектов, развитием сельского хозяйства и мелиоративного строительства в центре нашего внимания оставались вопросы развития социальной сферы.

Всего на эти цели направлено в эквиваленте 2,5 миллиарда долларов, или 27,8 процента от общего объема освоенных в 2011 году капитальных вложений.

Говоря об эффективности и результативности мер, осуществленных в рамках антикризисной программы в 2009 году, следует особо отметить их направленность на решение двух ключевых задач – **создание новых рабочих мест и дальнейшее повышение уровня жизни нашего населения.**

Благодаря принимаемым мерам в 2014 году в стране было создано более 940 тысяч новых рабочих мест, из которых около 500 тысяч – в сельской местности. Свыше 390 тысяч новых рабочих мест создано в сфере малого бизнеса, в том числе более 270 тысяч – в сфере услуг.

Всего в 2012-2015 году в стране предусматривается создать более 950 тысяч новых рабочих мест. Из них около половины будут открыты за счет и реконструкции жилья [1,3], создания малых в том числе по ремонту предприятий, микрофирм, развития индивидуального предпринимательства, дальнейшего развития сферы услуг и сервиса, расширения объемов подрядных строительных работ.

Инженерная задача восстановления или усиления состоит в обеспечении необходимой несущей способности как отдельных элементов, так и всего здания, при действии нормативных расчётных сейсмических нагрузок.

Восстановительные работы должны проводиться в кратчайшие сроки, предусматривать минимальный объём демонтажных работ, наибольшее использование существующих конструкций, высокий уровень механизации работ, высокие требования к организации и планированию работ по капитально – усилительному ремонту. Усиление состоит из дополнительных антисейсмических мероприятий, первоначально не предусмотренных проектом, доведении здания до степени, отвечающей требованиям предъявляемым современными нормами сейсмостойкого строительства.

Выбор способа усиления здания зависит от назначения, конструкции, срока службы, мер антисейсмической защиты, частоты повторяемости землетрясения в регионе. Экологическая целесообразность выбора способа усиления определяется степенью соизмеримости затрат на усиление здания и стоимостью строительства нового объекта.

В сейсмоактивных районах, все больше значение приобретают вопросы связанные с экономикой сейсмостойкого строительства. По видимому, этому способствовало несколько причин. Одна из них – широкое признание статических подходов в инженерных задачах. Другая причина связана с тем, что ущерб, причиняемый землетрясениям не снижает, хотя безопасность населения в современных зданиях, построенных с соблюдением требований сейсмостойкого строительства, намного выше, чем в старых постройках.

При разработке способов восстановления и экономической оценке мер по восстановлению следует учитывать, возможность появления деформаций в конструкциях современных сейсмостойких зданий в случае землетрясений расчетной интенсивности и тем более в случае превышения её в районах с сейсмических 7, 8 и 9 баллов;

Возможность мирного применение разработанных способов усиления в связи с высоким уровнем типизации жилых, общественных и производственных зданий, техническую и организационную готовность к возможным землетрясением на территории крупных населенных пунктов

для ликвидации последствий землетрясений в кратчайшие сроки и с оптимальными затратами средств;

Необходимость определения оптимального соотношения между затратами на антисейсмическое усиление современных зданий и восстановление их в случае землетрясения.

В данной научно – исследовательской работе даны разработки новых конструктивных решения усиления рамное – связевых каркасных здании.

Цель работы заключается в следующем:

Оценки сейсмостойкости девяти этажного рамное – связевых сборно-монолитного каркасного здание по серии 111 расположенного по адресу: г. Ташкент, Хамзинский район, ул. Корасув, дом 29 а.

Усиления монолитных участков несущих конструкции по действующим нормам сейсмостойкого строительство.

Для этого выполнены следующие задачи:

Техническое обследование конструкций здания;

Проведен пространственный расчет по программе ЛИРА WINDOWS несущей способности конструкций здания, при сейсмических воздействиях.

Определено напряженно деформированное состояние несущих конструкции рамное – связевых каркасных здания;

Разработано и усилено монолитных участков рамной - связевых каркасных здание серии 111 по новому методу конструированию.

Научная новизна диссертации состоит в следующем:

- Анализировано усиление монолитными части сборной ригелем с сопряженных сборными колоннами.

- Даны конструированию для усиление монолитных участки сборной ригелем с сопряженных сборными колоннами зданий.

- Теоретическая и практическая ценность диссертационной работы состоит в следующем:

- Разработано и спроектировано новый вид усиления рамное - связевых каркасных здания;

- Расчетом определено и размеры поперечного сечения площади продольной арматуры рамное - связевых каркасных здании.

Публикации. По результатам выполненных исследований опубликованы два научная работа.

Объем и структура работы. Диссертационная работа состоит из введения, трёх глав, заключения, список использованной литературы из 75 названий и приложения, общий объём работы 114 .страниц, в том числе 84 .страниц машинописного текста, 3 рисунков, 10 таблицы, 5 страниц списка литературы и 21 страниц приложения.

Диссертация выполнена автором с 2013г по 2015г на кафедре «Городское строительство и хозяйство» Ташкентского Архитектурно-строительного института.

ГЛАВА I. Состояния вопроса.

1.1. Сборные конструкции в зданиях, строящихся в сейсмических районах

С развитием сборных домостроения в 60-х годах Республики Узбекистан были массовые застройки жилых зданий. Последнее требование авторов Андреев А. А., Вит А. А., Хайкин С. Э. заставляет делить большие здания на отдельные участки – отсеки[4]. Рассказовский В.Т., Абдурашидов К.С., Рашидов Т.Р., считают, что в результате колебаний почвы при землетрясениях на здания и сооружения действуют дополнительные силы, вызывающие разрушения отдельных участков или всего здания в целом.[4,5]. Поэтому перед строителями стоит задача – разработать более эффективные конструкции сейсмостойких зданий. При оценке сопротивляемости зданий и сооружений сейсмическим воздействиям стремятся, по возможности, упростить схему расчета и рассматривать только основные строительные конструкции. При этом важно разработать методику правильного выделения основных несущих элементов и с достаточной точностью определить их физико-механические свойства. Решения этих задач называется иначе выбором расчетной схемы сооружений. Выбор расчетной схемы и уточнение методов расчета на действия сейсмических сил должны опираться на опыт обследования зданий и сооружений, полностью сохранившихся или незначительно поврежденных в результате землетрясений.[13,15,16,41,77,86].

Обследование последствий землетрясения позволяет отметить две основные категории разрушений[36,52].

К первой категории разрушений и повреждений относятся деформации, возникшие из-за недостаточной прочности или полного отсутствия связей между несущими элементами здания. Этот вид разрушений наиболее опасен, так как утрачивается геометрическая неизменяемость сооружений.

Таким образом, первой и наиболее опасной формой разрушений являются: разрывы связей между конструктивными элементами, что чаще всего ведет выпадению наружных стен или углов зданий, с последующим обрушением перекрытий; нарушения связей между вспомогательными элементами; обрушение заполнителей каркасных конструкции, настилов перекрытий и покрытий, лестничных маршей и др.

Второй вид разрушений, принципиально отличный от первого, происходит в том случае, когда между основными конструкциями здания

связи оказались достаточными для противодействия разрушающим усилиям и, следовательно, геометрическая форма здания осталась без изменения.

Разрушения конструкций при их недостаточной прочности являются вторым характерным видом разрушений зданий и сооружений при землетрясениях.

Деление здания на отсеки требует устройства парных стен или заменяющих железобетонных рам или стен, и является одним из наиболее дорогостоящих антисейсмических мероприятий.

Антисейсмические мероприятия, осуществляемые в пределах одного отсека, можно разделить на две принципиально различные группы: [7] усиление связей между отдельными элементами здания при действии горизонтальных инерционных сил;

основной конструкцией этого типа до 1951г. являлся антисейсмический пояс, выполнявшийся из монолитного железобетона или армокирпичной кладки;

усиление прочности самих элементов, например ригель, при действии инерционных сил в их плоскости.

В этом случае прочность связей между всеми элементами здания достаточна для передачи всех инерционных нагрузок на элементы здания, в конкретном случае на колонны, расположенные параллельно направлению сейсмических сил. Для восприятия этих сил в колоннах применяются специальные конструкции стыкования по вертикали и армирование горизонтальных швов, а в каркасных зданиях армирование панелей и специальные конструкции стыков между ними. [35,79]

В качестве первой предпосылки к созданию конструкций замоноличивания были сформулированы основные принципы проектирования зданий в сейсмических районах. [48].

Определение основных положений, из которых следует исходить при оценке степени сейсмостойкости сборных конструкций стен и перекрытий, представляет значительный шаг вперед в развитии методов проектирования сейсмостойких сооружений.

Остановимся только на одной формулировке, имеющей непосредственное отношение к выбору конструкций сборных элементов в

сейсмических условиях. Мы имеем в виду так называемый принцип динамический равно прочности элементов несущих конструкций.

Принцип равно прочности имеет отношение к тем нагрузкам, которые являются основными для данной конструкции, а не для дополнительных и особых сочетаний нагрузок.

По мнению Полякова С.В. восприятие сейсмических нагрузок не является основным назначением конструкций колонн и перекрытий, а потом речь должна идти не о равно прочности, а только о достаточной прочности.[35].

В целом ряде случаев (соединения сборных элементов лестниц, балконов, террас и др.) попытки применения принципа равно прочности приводят к явно неприемлемым результатам. Возникает необходимость более реального подхода к оценке прочности швов замоноличивания, путем изучения характера и возможной величины сейсмических усилий.[38].

В одних случаях требование равно прочности приводит к перерасходу материалов и усложнению конструкций. В других, наоборот, некоторые типовые элементы при действии сейсмических сил могут оказаться недостаточно прочными, и тогда задача проектировщика должна заключаться не в том, чтобы спроектировать стык, равнопрочный самому элементу, а в том, чтобы принять меру к дополнительному усилению конструкций или замене одних элементов на другие.[48,54,50,81,86].

Поэтому при проектировании зданий и сооружений следует исходить из следующих основных положений:

все элементы здания должны иметь достаточную динамическую прочность для восприятия сейсмических усилий;

распределения масс и жесткостей несущих конструкций зданий должно быть разработано в общей компоновке сооружений так, чтобы сейсмические силы имели наименьшие возможные значения;

при расчете железобетонных сооружений предусматривается возможность образования пластических шарниров в узлах, так как пластические деформации значительно повышают сопротивление конструкции действию кратковременных сил;

В сборных железобетонных конструкциях необходимо применять эффективное замоноличивание стыков.

Изучение работ Мартемьянова А.И. отдельных элементов и здания в целом позволяют предусматривать соответствующие связи, которые обеспечат достаточную сейсмостойкость зданий [12,13].

Конструктивные решения должны подвергаться экспериментальной проверке. Путем таких исследований решаются вопросы замоноличивания перекрытий, стыковых соединений крупных блоков, антисейсмических поясов и др.

Каркасные конструкции. В Узбекистане из сборных каркасных зданий в основном построена жилых, общественных и производственных зданий по серии ИИС-04, серии ИИС-20 и серии 111. Во время землетрясения преимущественно разрушаются узлы каркаса, вследствие возникновения в этих местах значительных изгибающих моментов и поперечных сил. Это происходит вследствие того, что нулевая линия проходит не через середину диагонали сечения, а значительно ближе к внутреннему углу. Поэтому сжатая зона бетона оказывается, сильно суженной и при землетрясении в ней возникают трещины, а иногда происходит разрушение бетона.[12,68].

При действии сейсмических сил в большинстве случаев повреждаются стойки рам. Чаще всего разрушение стоек происходит в сечении у фундаментов, реже у ригеля, причем арматура выпучивается наружу, бетон по всему сечению раздробляется, а стойки соответственно укорачиваются. Разрушение объясняется тем, что при действии на раму знакопеременных горизонтальных нагрузок в узлах стоек, в результате раздробления бетона, с обеих сторон сечения образуются шарниры. Сечение бетона в этом месте оказывается недостаточным для восприятия вертикальной нагрузки, в связи, с чем происходит окончательное разрушения бетона.[18,32]

При проектировании консолей для сопряжения частей рам необходимо учитывать возможность их смещения, как во время землетрясений. При недостаточных размерах отпираания ригеля по длине и ширине, не исключена возможность разрушения ригеля [35].

Соединение заполнения с элементами каркаса и участие его в работе последнего исследованы в работах С.В. Полякова.[24,35] В малоэтажных зданиях, особенно одноэтажных, стены часто располагают снаружи стоек каркаса опирающимися на фундаментные балки. При этом, если самонесущие стены примыкают вплотную к стойкам, то во время

землетрясения происходит, соударение и в стенах появляются трещины, а иногда они полностью разрушаются. Для предотвращения таких трещин самонесущие стены следует отделять от стоек сквозным швом. Связи должны проектироваться гибкими.[87].

Боковые жесткости каркасных зданий понижаются за счет выключение из работы стенового заполнения, так как каменные заполнения каркасов значительно повышают его жесткость. В некоторых случаях стеновые заполнения можно исключать частично, если в качестве материалов для стеновых заполнений использованы такие, как пеносиликат, шлаковая вата, минеральная пробка, пластмассы и керамзит.[29]

Следует различать три схемы установки панелей, исключая совместную работу их с каркасом [6]. Первая, когда панели в двух верхних углах свободно подвешиваются к консолям каркаса, а в двух нижних закрепляются к каркасу гибкими связями, препятствующими свободным перемещениям панелей из плоскости стены, и практически не ограничивают взаимные смещения каркаса и панелей в плоскости стены.

Вторая, когда подвеска панелей производится на гибких стержнях, закрепляемых в нижних углах панелей и гибкими горизонтальными связями в четырех углах панелей, исключая перемещения панелей из плоскости стены [8].

Третья, когда панели в нижних углах опираются на каркас, в то время как в верхних углах закрепляются гибкими связями, исключая свободную деформацию панелей из плоскости стены.

1.2. Проектирования железобетонных каркасных здании по нормам сейсмостойкого строительство.

Целью проектирования является создание надежных, безопасных, эргономичных и комфортабельных зданий и сооружений, удовлетворяющих всем потребностям населения. Требования по обеспечению прочности, жесткости и устойчивости зданий под воздействием силовых и климатических факторов, в каждом отдельном случае, диктуется

конкретными условиями площадки строительства. В соответствии с назначением зданий и сооружений к ним предъявляются и требования соответствия объемно-планировочных решений функциональной целесообразности, архитектурной выразительности, удобства эксплуатации, возможности выполнения профилактических и ремонтных работ в процессе эксплуатации. Первостепенное значение из всего спектра требований, которым должны удовлетворять проектируемые здания и сооружения, имеют вопросы конструктивной надежности, качественное решение которых в экстремальных ситуациях должно обеспечивать безаварийную работу всех частей и всего здания в целом. [21,22,23,25,26,80]

В целях обеспечения сохранности существующих зданий и сооружений проектные решения должны базироваться на результатах инженерно-геологических изысканий, материалов обследования зданий и сооружений. [80,84]

При выявлении нарушений целостности существующих зданий и сооружений при их техническом обследовании надлежит предусматривать мероприятия по восстановлению прочности и жесткости конструкций.

1. В каркасных зданиях для восприятия сейсмических нагрузок могут применяться: [17,21]

пространственный каркас с жесткими рамными узлами, воспринимающий вертикальные, горизонтальные и сейсмические нагрузки в продольном и поперечном направлениях;

пространственный каркас с заполнением, воспринимающим часть сейсмических нагрузок;

пространственный каркас с заполнением, не рассчитанным на восприятие сейсмических нагрузок;

пространственный каркас с вертикальными связями, диафрагмами жесткости в двух ортогональных направлениях: вертикальные нагрузки передаются, как правило, на каркас;

- горизонтальные сейсмические нагрузки воспринимаются, главным образом диафрагмами и связями, и частично рамами;

пространственный каркас с ядрами жесткости, воспринимающими сейсмическую нагрузку: вертикальные нагрузки воспринимаются, как правило, каркасом.

Междуэтажные перекрытия должны быть, как правило, монолитными железобетонными, надежно связанными с ядрами жесткости и обеспечивающими совместную работу всей системы.

2. Для районов сейсмичностью 7 баллов допускается применение неполных каркасов, в которых наружные стены выполнены в несущих каменных, сборных или монолитных железобетонных конструкциях, а внутренние конструкции - в каркасе, с жесткими узлами. Для малоэтажных зданий допускается применение каркаса с шарнирным опиранием ригеля на колонны, заземленные в фундаменте. [21]

3. Диафрагмы, связи и ядра жесткости, воспринимающие горизонтальную сейсмическую нагрузку, должны быть непрерывными по всей высоте здания, располагаться в ортогональных направлениях, как правило, равномерно и симметрично относительно центра тяжести здания.

Допускается не устраивать диафрагмы в уровне технического этажа. В зданиях со сборными диафрагмами жесткости следует обеспечивать непосредственную передачу нагрузки от верхней связевой панели на нижестоящую, минуя промежуточный слой монолитного бетона.

В зданиях или отсеках с ядрами жесткости длиной более 24м, (а при сейсмичности >9 и 9^* баллов – более 18м), должно быть не менее двух ядер жесткости.

4. В узлах соединения сборных ригелей с колоннами должны быть предусмотрены элементы в виде вутов, металлических или железобетонных консолей. Сопряжение сборных элементов каркаса в зоне жесткости рамного узла путем сварки закладных деталей не допускается.

Рамные узлы каркаса при расчете прочности условно рассматриваются, как короткие наклонные элементы, ограниченные по горизонтали граневыми сечениями ригелей и по вертикали осями верхней и нижней арматуры ригелей. При расчете пространственного рамного узла, образованного

пересечением колонн ригелями продольного и поперечного направлений одинаковых сечений, расчетная ширина наклонного короткого элемента принимается равной удвоенной ширине сечения колонны.

5. В качестве наружных ограждающих стеновых конструкций каркасных зданий следует, как правило, применять:

облегченные навесные панели, препятствующие деформированию каркаса при землетрясении;

железобетонные или каменные самонесущие стены, закрепленные по высоте гибкими связями к несущим конструкциям каркаса.

В районах сейсмичностью до 9 баллов включительно допускается устройство кирпичного или каменного заполнения, которое может участвовать или не участвовать в восприятии сейсмических нагрузок. Если заполнения принимается участвующим в работе каркаса, то оно рассчитывается и конструируется как диафрагма; должно располагаться в створе колонн и иметь с ними и ригелями надежную связь.

Для заполнения, не участвующего в работе, допускается применения кладки из облегченных дырчатых блоков, камней, кирпича, грунтоматериалов. При этом необходимо предусматривать зазоры между заполнением и несущими элементами (колонны и верхние ригели) не менее 20мм и мероприятия, предотвращающие выпадения заполнения при землетрясении. Зазор заполняется эластичным материалом.

Устойчивость и прочность заполнения следует обеспечивать армированием кладки (горизонтальным и вертикальным), применением обрамляющих элементов, устройством связей препятствующих смещению заполнения из плоскости.

На площадках сейсмичностью > 9 и 9^* баллов применение не усиленной каменной кладки в качестве заполнения каркаса не допускается. Усиление заполнения рекомендуется выполнять горизонтальным армированием, железобетонными сердечниками, а в районах сейсмичностью 9^* баллов – одно или двухсторонним слоем армированного цементного раствора или торкретбетона.

6. В районах сейсмичностью до 9 баллов включительно допускается применение самонесущих стен из блоков, камней и кирпича с прочностью на сжатие не менее 50 кгс/см², при шаге колонн не более 6м. При шаге несущих колонн превышающим 6м устанавливаются фахверковые колонны с шагом не более 6м. Свободная высота самонесущей каменной кладки стены не должна быть более высоты этажа (здания) и не более 9, 6 и 4.2м при общей высоте стен зданий не более 18, 16 и 9м соответственно для площадок с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. Допускается применение самонесущих железобетонных стен из бетона класса не ниже В 7.5 при шаге несущих колонн не более 6м. Свободная высота стен должна быть не больше высоты этажа здания.

7. Между поверхностями самонесущих стен и колонн каркаса должен предусматривать зазор не менее 20мм. По всей длине стен в уровне перекрытий следует устраивать антисейсмические пояса, соединяемые гибкими связями с каркасом здания. В местах пересечения торцевых и продольных стен необходимо устройство вертикальных швов на всю высоту стен.

Самонесущие стены и их связи следует рассчитывать на местные сейсмические нагрузки, действующие из плоскости стены.

8. В многоэтажных рамно-связевых системах в каждом направлении здания количество диафрагм или связей для каждого из расчетных направлений отсека должно быть не менее двух. При этом они должны располагаться симметрично и не в одной плоскости. Расстояние между диафрагмами и связями определяется расчетом и типом междуэтажного перекрытия, но не более 12, 15 и 18метров, соответственно для перекрытий типов а), б) и в).

9. Элементы лестничных клеток и лифтовые шахты каркасных здании следует устраивать как встроенные конструкции с поэтажной разрезкой, не участвующие в совместной работе с каркасом, или как жесткие ядра, воспринимающие сейсмическую нагрузку.

Для каркасных здании высотой 1-5 этажей при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов допускается лестничные клетки и лифтовые шахты в пределах

плана здания (сооружения) в виде отсека, отдельного от каркаса здания. Устройство лестничных клеток в виде отдельно стоящих сооружений не допускается.

10. Строительство жестких зданий с каркасными нижними этажами не допускается на площадках, сложенных грунтами III категории, а при сейсмичности 9 и более баллов и на грунтах I-II категорий.

11. Фундаменты зданий более 9 этажей на нескальных грунтах следует, как правило, принимать свайными или в виде сплошной фундаментной плиты. [9,21,67,65,59]

При проектировании важное значение имеет правильный выбор конструктивной схемы здания, которая должна быть взаимоувязана с архитектурно-планировочными решениями и в тоже время обеспечивать зданию надежную и безопасную эксплуатацию в течении всего срока его службы. Особенно актуальны эти вопросы при проектировании сейсмостойких зданий. [75,84]

Накопленный за последнее время, опыт проектирования сейсмостойких зданий и сооружений позволяет проектным организациям в большинстве случаев принимать квалифицированные решения, соответствующие требованиям действующей нормативной документации, что способствует повышению надежности и долговечности проектируемых объектов.

В последнее время все больше возникает необходимость строительства и реконструкции зданий и сооружений в условиях уплотняющейся городской застройки. В этой связи, в компетенцию проектных организаций входит обеспечение конструктивной надежности не только вновь проектируемых или реконструируемых зданий, но и разработка мероприятий направленных на сохранение общей устойчивости и надежной дальнейшей эксплуатации зданий, расположенных в непосредственной близости от них. [21,82,78]

1.3. Методы усиления каркасных зданий.

1.3.1. Основные принципы восстановления и усиления зданий.

Общие принципы восстановительных работ, которые должны проводиться в кратчайшие сроки, предусматривают: минимальный объем демонтажных работ, наибольшее использование поврежденных конструкций, высокий уровень механизации работ, максимальное использование элементов заводского изготовления, высокие требования к организации и планированию работ по капитально-восстановительному ремонту. [10,11,14,28,30,49,66,74]

Здания, пострадавшие после сильных землетрясений, которые подлежат дальнейшей эксплуатации, обычно ремонтируют, восстанавливают или усиливают.

В тех случаях, когда требуется ликвидация наружных дефектов устранение повреждений в ненесущих элементах, ограничиваются ремонтом зданий; восстановление предусматривает ликвидацию повреждений в несущих элементах, восстановление их до первоначального состояния; усиление состоит в дополнительных антисейсмических мероприятиях, первоначально не предусмотренных проектом, доведении здания до степени, отвечающей требованиям, предъявляемым современными нормами сейсмостойкого строительства.

Задача ликвидации последствий землетрясения применительно к конкретному объекту может быть сформулирована так: обеспечить пространственную жесткость сооружения и его способность противостоять сейсмическим воздействиям в той же или в большей мере, чем до повреждения. [68,69,70,73,74,76,83,87]

При восстановлении и усилении зданий большая роль принадлежит конструктивным антисейсмическим мероприятиям. Это особенно важно в сложившихся условиях, когда сроки внесения существенных изменений в карту сейсмического районирования короче сроков службы сооружений. Только за последние 20 лет площадь высоко сейсмических районов (7 баллов и выше) возросла более чем в 1,5 раза. Значительные, чаще неожиданные коррективы в ожидаемую оценку величины сейсмической интенсивности внесли разрушительные землетрясения.

Конструктивные мероприятия создают определенный запас, нередко обеспечивая геометрическую неизменяемость зданий даже при землетрясениях интенсивностью, превышающей расчетную сейсмичность здания, предусмотренную проектом.

К числу конструктивных антисейсмических мероприятий в первую очередь относятся в каркасных зданиях устройство диафрагмы, антисейсмические швы для ограничений предельных размеров зданий и сооружений, этажности и т. п.

При оценке степени восстановления следует учитывать остающийся срок их службы или физический износ и конструктивно-планировочное решение. Так, если здание построено из индустриальных конструкций и имеет планировочное решение, допускающее реконструкцию в пределах габаритов, установленных нормами, то предпочтительно его усиление до стадии, отвечающей требованиям расчетной сейсмичности. Здания из местных материалов целесообразно восстанавливать только до стадии, предшествующей землетрясению.

В большинстве случаев ликвидация последствий землетрясения соответствует степени восстановления здания и состоянию, предшествовавшему землетрясению. Часто это диктуется не только экономическими соображениями, но и технической невозможностью выполнения ряда конструктивных мероприятий, рекомендуемых нормативами.

Анализ ликвидации последствий сильных землетрясений показывает, что существующие способы восстановления часто применяются без должного технико-экономического обоснования. Отсутствует какой-либо нормативный документ, регламентирующий не только техническую обоснованность, но и экономическую целесообразность их применения.

Инженерная задача восстановления или усиления состоит в обеспечении необходимой несущей способности как отдельных элементов, так и всего здания, при действии нормативных расчетных сейсмических нагрузок. Выбор способа восстановления здания зависит от назначения, конструкции, степени повреждения, срока службы, мер антисейсмической защиты, частоты повторяемости землетрясений в регионе. Экономическая целесообразность выбора способа восстановления определяется степенью

соизмеримости затрат на восстановление или усиление здания и стоимостью строительства нового объекта.

В связи с увеличением объема капитальных вложений на строительство, в том числе в сейсмоактивных районах, все большее значение приобретают вопросы, связанные с экономикой сейсмостойкого строительства. По-видимому, этому способствовало несколько причин. Одна из них — широкое признание статистических подходов в инженерных задачах. Другая причина связана с тем, что ущерб, причиняемый землетрясением, не снижается, хотя безопасность населения в современных зданиях, построенных с соблюдением требований сейсмостойкого строительства, намного выше, чем в старых постройках.

При разработке способов восстановления и экономической оценке мер, по восстановлению следует учитывать:

возможность появления деформаций в конструкциях современных сейсмостойких зданий в случае землетрясений расчетной интенсивности и тем более в случае превышения ее в районах с сейсмичностью 7, 8, 9 баллов;

возможность широкого применения разработанных способов восстановления в связи с высоким уровнем типизации жилых, общественных, промышленных и сельскохозяйственных зданий;

техническую и организационную готовность к возможным землетрясениям на территории крупных населенных пунктов для ликвидации последствий землетрясений в кратчайшие сроки и с оптимальными затратами средств;

необходимость определения оптимального соотношения между затратами на антисейсмическое усиление современных зданий и восстановление их в случае землетрясения.

При изучении объект необходимо накапливать данные, которые позволяют дать оценку целесообразности и указать пути проведения восстановительных работ.

1.3.2. Способы восстановления зданий.

Широкое применение каркасных зданий в сейсмоопасных зонах обусловлено их высокой сейсмостойкостью. При этом, как показывает анализ характера повреждений конструкций каркаса из монолитного железобетона при сейсмических воздействиях, наиболее слабым местом в каркасной

системе является узел сопряжения колонн и ригелей. По результатам экспериментальных исследований было установлено, что при «кососимметричном нагружении прочность узловых соединений ригелей с колоннами определяется способностью центральной зоны узла сопротивляться напряжениям, действующим по косым площадкам». Для повышения прочности узлов при характере силовых воздействий было рекомендовано усиливать их центральную зону горизонтальными сетками или хомутами и дополнительными вертикальными сетками. [7,9,10,14,17,19,37,39,40,44,56,57,65,67,79]

Проблема повышения надежности поврежденных узловых соединений каркасных конструкций после появления в них трещин связана с усилением опорных узлов на основе использования не громоздких по объему и не трудоемких по исполнению методов. [10,11,34]

В настоящее время за рубежом и в России для усиления различных конструкций все более широко используются композиционные материалы на основе углеволокна. Специалистами ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко и НИИЖБ по объему и не трудоемких по исполнению методов. [19]

Специалистами ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко и НИИЖБ разработана и реализована комплексная программа экспериментально-теоретических исследований прочности центрально и внецентренно сжатых железобетонных колонн, усиленных элементами внешнего армирования из углеволокна. Для оценки влияния указанного армирования на прочность железобетонных колонн было испытано три серии экспериментальных образцов по 3 опытных образца-близнеца в каждой серии. По данным лабораторных испытаний по прочности на сжатие бетон колонн соответствует классу В30-В35.

В качестве элемента внешнего усиления использовалась углеволокнистая ткань марки Sika Wrap со следующими характеристиками:

- модуль упругости: 230000 МПа;
- прочность при разрыве: 3500 МПа;
- относительное удлинение при разрыве: 1.5 %;
- толщина ткани: 0.12 мм.

Серия I включала в себя эталонные железобетонные колонны, не усиленные углеволокном. Железобетонные колонны II серии усиливались по следующей схеме:

- бетонная поверхность колонны в местах наклейки углеволокна очищали от пыли и покрывали специальной грунтовкой Sikaepocem medul — водной дисперсией эпоксидной смолы;
- углеволокнистую ткань шириной 130 мм и длиной, соответствующей высоте колонн, наклеивали на бетонную поверхность с двух сторон колонны. После этого углеволокнистую ткань, нарезанную на полосы шириной 50 мм, наклеивали на бетонную поверхность колонны в два слоя через 244 мм и 201 мм по высоте колонны.

Железобетонные колонны III-ей серии были усилены путем полного их оборачивания углеволокнистой тканью в один слой.

Выполненное усиление колонны углеволокнистой тканью аналогично установке следующей дополнительной арматуры: а) вертикальной арматуры с двух сторон колонны по 2 ϕ 12 А-III; б) горизонтальной арматуры (хомутов) — ϕ 10 А-III.

Целью проведения восстановительных работ является увеличение несущей способности поврежденных конструктивных элементов здания и связей между ними, повышение их пространственной жесткости и восстановление способности оказывать сопротивление расчетным сейсмическим нагрузкам.

Возможность и целесообразность восстановления, выбор способов и схемы усиления определяются в каждом случае индивидуально с учетом степени, характера повреждения конструкций и эксплуатационного назначения здания, вида материала и его физико-механических характеристик, условий производства работ и технико-экономических соображений.

Оценка несущей способности деформированных конструкций необходима для принятия решения о возможности их дальнейшего использования или усиления. Эта оценка производится инженерным обследованием объекта с последующим проверочным расчетом на основании полученных данных о фактической прочности материалов конструкций.

Некоторые физико-механические характеристики материалов определяются с помощью неразрушающих методов испытания, проверенных

практикой и позволяющих при минимальной трудоемкости получить необходимый объем информации с достаточной для расчетов степенью точности. При необходимости из тела поврежденных конструкций могут быть взяты образцы материала для испытания их в лабораторных условиях.

В зависимости от степени повреждения объекта назначаются восстановление отдельных элементов, усиление связей между элементами и мероприятия по повышению пространственной жесткости здания. Эти мероприятия назначаются в случае сильного повреждения большого числа конструктивных несущих элементов.

При выборе способа усиления следует стремиться к достижению следующих показателей:

минимальный, но достаточный объем работ по конструктивному усилению с максимальным использованием существующих конструкций;

наименьший объем отделочных работ, так как стоимость и трудоемкость их часто превышают стоимость самих конструктивных мер по усилению;

минимальный перерыв в эксплуатации здания, связанный с проведением работ;

максимальная механизация, высокая технологичность при производстве работ.

Существующие способы восстановления зданий, пострадавших в результате землетрясения, могут быть разделены на три типа. [6,18,28,29,31,32,33]

Тип I объединяет все приемы восстановления отдельных несущих элементов зданий — простенков, стен, колонн, ригелей, плит перекрытий, блоков, панелей.

Тип II объединяет способы восстановления связей между частями и элементами здания — углов пересечения и сопряжения стен, панелей, блоков, узлов железобетонных рам и т. п.

Тип III включает в себя способы восстановления и повышения пространственной жесткости здания, увеличения способности здания как системы в целом воспринимать и разделять сейсмическую нагрузку между всеми несущими элементами.

Изучение опыта ликвидации последствий землетрясений показывает, что необходимость применения этих типов зависит от степени повреждения, уровня антисейсмической защиты и конструктивной схемы здания.

Как правило, здания жесткой конструктивной схемы с низким показателем механической прочности материалов несущих конструкций (кирпичные, мелкоблочные) при землетрясении расчетной интенсивности требуют способов усиления типа I и II и в редких случаях типа III.

Для панельных и крупноблочных зданий обычно применяется тип II и изредка — типы I и III.

Имеющийся опыт повреждений каркасных зданий говорит о том, что для их восстановления при землетрясениях, превышающих расчетную интенсивность, применяется тип I и при значительном превышении расчетных нагрузок — тип II способа восстановления.

Тип III способа восстановления находит широкое применение для зданий жесткой конструктивной схемы, не имеющих достаточно конструктивных мер антисейсмической защиты при значительном повреждении большого числа несущих элементов и частичной потере устойчивости.

При выборе способа восстановления следует также иметь в виду, что в избежание излишних затрат на сейсмостойкое строительство допускается повреждение второстепенных элементов, восстановление которых связано с небольшими расходами. К ним относятся перегородки, оконные переплеты, элементы сантехнического оборудования, заполнение каркасов, штукатурка стен, потолков, откосов, отдельные детали кровли, облицовка цокольной части здания и др.

Для усиления отдельных элементов могут применяться металлические обоймы. Для восстановления пространственной жесткости здания применяется, как правило, сочетание двух и более из изложенных способов восстановления. Один из них обеспечивает усиление отдельных элементов, второй — связь вертикальных элементов между собой, третий — связь вертикальных и горизонтальных элементов.

В зависимости от наиболее распространенных в соответствующих регионах конструктивных решений целесообразно создать классификацию решений, включая типовые, по усилению или восстановлению сооружений для придания им сейсмостойкости.

Эта классификация должна учитывать: конструктивное решение; существующий уровень сейсмовооружения (или его отсутствие); степень повреждения и на их основе предусматривать необходимый (требуемый) уровень сейсмозащиты; конструирование решения по обеспечению требуемого уровня сейсмозащиты; необходимые средства и ресурсы для реализации предлагаемых решений.

При разработке проектов восстановления (усиления) каркасных зданий возможно использование как одного, так и нескольких различных способов. Наружные и внутренние стены (вертикальные стыковые соединения) рекомендуется восстанавливать (усиливать) с помощью: железобетонных и растворных армированных односторонних или двухсторонних рубашек; сеток в слое прочного цементного раствора в пределах поврежденного участка стены или узла; металлических скоб, накладок и уголков; железобетонных шпонок; инъецирования обычных цементных и специальных растворов; полимерармированных шпонок (ПАШ); наклейки стеклоткани.

Железобетонные обоймы применяются в случае недостаточной несущей способности колонн и ригелей. Обычно они устраиваются на всю ширину и высоту конструкции. Толщина бетонных слоев, марка бетона и количество арматуры в виде плоских сварных сеток определяется расчетом. В варианте двухсторонних рубашек сетки объединяются между собой посредством стержней диаметром не менее 6 мм, пропускаемых в сквозные отверстия диаметром не менее 12 мм. Шаг отверстий не должен быть меньше 500 мм. Более редкое размещение соединительной поперечной арматуры ухудшает совместность работы железобетонных слоев.

Сетки армирования бетонных односторонних слоев могут крепиться к обнажаемой арматуре каркасов панелей, либо с помощью специальных анкеров, заделываемых в отверстиях прочным раствором. Возможна пристрелка сетки к поверхности панели. В любом случае необходимо

обеспечивать зазор между поверхностью стены и сеткой с целью образования защитного слоя и создания условий наиболее эффективной работы сетки. В случае возникновения в панели отдельных и не очень протяженных трещин возможен вариант с применением локальных сеток, размещаемых в пределах трещин. Такой способ восстановления требует устройства шграб глубиной 25—30 мм для размещения сеток в слое прочного цементного раствора заподлицо с поверхностью панели. Крепление сеток производится либо к обнаженной арматуре панелей, либо с помощью поперечной соединительной арматуры в виде шпилек диаметром 3-5 мм из стали В-I или Вр-1. После установки стержней в отверстия производится их зачеканка раствором той же марки, что и раствор армированного сеткой слоя. Раствор следует принимать не ниже марки 100. Расстояние от конца трещины до торца сетки принимается не менее 300 мм. Напуск сетки в каждую сторону от трещины должно быть порядка 150 мм. Сетка с ячейками 150x50 мм должны прикрепляться к панели поперечной арматурой с шагом не более 200 мм в обоих направлениях. Скобы выполняются из арматуры классов А-I и А-II диаметром, устанавливаемым из расчета. П-образные скобы пропускаются сквозь отверстия, размер которых следует увеличивать против диаметра арматуры на 10 мм, чтобы иметь возможность зачеканить отверстие с арматурой. По поверхностям панелей между отверстиями пробиваются борозды глубиной не менее чем на 5 мм превышающие диаметр скобы. Выступающие из отверстий свободные концы скоб загибаются и свариваются между собой. Борозды заполняются раствором заподлицо с поверхностью панели.

Металлические пластины, как показали опыты, могут рассматриваться в качестве достаточно надежного решения, способного предотвратить полную потерю несущей способности поврежденной стеновой панели от последующих сейсмических воздействий. Пластины, как и скобы, должны размещаться в специально подготовленных выемах, пересекающих трещину под прямым углом. Пластины следует устанавливать попарно, соединяя их через сквозные отверстия в панелях стяжными болтами или привариваемыми к пластинам стержнями арматуры. Болты или арматура, а также пластины устанавливаются на прочном цементном растворе. Вместо обычных могут применяться полимеррастворы. Марка раствора должна приниматься не

менее 100. В промежутках между пластинами трещины могут инъецироваться цементным либо полимеррастворами. Возможна также расчистка трещин под У-образное поперечное сечение для последующей расшивки раствором.

Одним из эффективных способов восстановления поврежденной трещиной стеновой панели считаются железобетонные шпонки, пересекающие трещину под прямым углом. Шпонки могут быть сквозными и устанавливаемыми с двух сторон панели. Двухсторонние шпонки должны обязательно связываться поперечными стержнями для создания условий совместной работы. Сквозные шпонки предпочтительно делать типа "ласточкиного" хвоста в целях повышения надежности сцепления их в теле панели. Неперехваченные участки трещин желательно заинъецировать цементным раствором. Во избежание появления трещин по контакту старого и нового бетонов желательно использовать расширяющиеся цементы.

Менее эффективным при самостоятельном применении и достаточно надежным в сочетании с инъецированием следует считать наклейку на трещины стеклотканевых "пластырей" с помощью эпоксидных клеев и полимеррастворов. Инъецирование обычных цементных растворов в качестве самостоятельного способа не может рассматриваться достаточно эффективным. Как уже подчеркивалось, его целесообразно применять в сочетании с другими способами. Причина кроется в слабой, по сравнению с растворами на полимерных основах или эпоксидными клеями, клеящей способности цементных растворов. С другой стороны, полимеррастворы и эпоксидные композиции допустимо применять самостоятельно при ширине раскрытия трещин 0,1 мм и более. Исследования ТбилЗНИИЭП убедительно свидетельствуют о подобной возможности. При соответствующем подборе составов можно добиться разрыва не по клеевому шву, а по материалу стены непосредственно. Данный способ правильнее применять для "залечивания" трещин при варианте неполного отселения людей из здания на время ремонтно-восстановительных работ.

Опыт Газлийских землетрясений 1976 г. свидетельствует о надежности еще одного способа восстановления или повышения сейсмообеспеченности каркасных зданий — полимеррастворными шпонками (ПАШ). Они

предложены, применены на практике ТбилЗНИИЭП и ТашЗНИИЭП в процессе ликвидации последствий Газлийских землетрясений.

В поврежденной трещинами панели под прямыми углами к ним подготавливаются шпоночные выемы, в которых с соответствующими зазорами укрепляются или отдельные трещины, или плоские сварные каркасы. После установки опалубки из бумаги или картона шпонки заполняются полимеррастворами. Шпонки могут быть односторонними и двухсторонними. Прочность сцепления полимеррастворов с бетоном столь велика, что не требуется постановка дополнительной поперечной связующей арматуры. Армирование шпонок подбирается в зависимости от действующих в плоскости трещины усилий. К недостаткам способов восстановления (усиления) с помощью эпоксидных композиций и полимеррастворов относится зависимость от погодных условий (предпочтительно применять при положительных температурах). Кроме того, использование в здании только этих материалов неизбежно отразится на последующем пределе огнестойкости восстановленного (усиленного) здания. Установлено, что эпоксидные клеи и полимеррастворы теряют свои свойства при температуре 250—300°C, в то время как стандартный пожар поднимает температуру до 900-1000°C. Чтобы снизить остроту вопроса, необходимо описываемый способ сочетать с "традиционным".

Практически всеми описанными выше способами можно восстанавливать (усиливать) места пересечений наружных панелей с внутренними и внутренними между собой.

Поскольку, как показывает осмотр зданий после землетрясений, чаще и прежде всего, повреждаются стыковые соединения, может производиться локальное (в пределах определенного расстояния от угла пересечений стен) торкретирование по сетке бетона и раствора. Ширина полосы торкретирования принимается не более 500 мм для удобства установки соединительной поперечной арматуры. Опыты ЦНИИСК показали, что доведенные до полного разрушения при сдвиге узлы пересечений с помощью рубашек могут восстановить несущую способность до 85 % первоначальной. Расчет арматуры сеток усиления рекомендуется устанавливать на основании расчета из условия восприятия элементами восстановления сдвигающих

усилий в стыке с учетом его остаточной (после землетрясения) несущей способности в размере 0,2-0,3 от первоначальной. Аналогичный подход должен иметь место и при расчете элементов восстановления с использованием уголков.

Экспериментально проверен способ восстановления или усиления узлов пересечений внутренних стеновых панелей с помощью металлических уголков. Уголки изготавливаются из полосовой стали шириной 50—80 мм и толщиной 5—8 мм и устанавливаются в специально подготовленных выемах в панелях на прочном цементном растворе марки не ниже 100. Стяжными болтами уголки прижимаются к панелям, после чего выемы с уголками заполняются раствором заподлицо с поверхностью панели. Перед постановкой уголков поврежденный или разрушенный бетон замоноличивания удаляется и заменяется либо бетоном (в случае повреждения больших объемов), либо цементным раствором указанной выше марки. Трещины могут быть заинъецированы обычным цементным или полимерраствором. В этом случае несущая способность узла пересечения при сдвиге может быть восстановлена практически на 100%. Шаг уголков и диаметр стяжных болтов принимается по расчету на восприятие сдвигающих усилий, действующих в месте пересечения стен.

При ликвидации последствий землетрясения возможны два варианта подхода к расчету элементов восстановления. По первому варианту, когда бетон замоноличивания поврежден отдельными трещинами, остаточную несущую способность стыка рекомендуется учитывать в размере не более 0,2-0,3 от первоначальной. В случае значительного разрушения бетона замоноличивания и разрыва отдельных стержней соединительной горизонтальной арматуры элементы восстановления рассчитываются на полную величину сдвигающей нагрузки в зоне вертикального стыка.

Решение задачи усиления здания также требует оценки остаточной несущей способности при сдвиге узла пересечения стен. Если здание возведено без антисейсмических мероприятий, остаточная несущая способность принимается равной нулю. В случае ограниченных мероприятий она может приниматься в пределах 0,2-0,5 от первоначальной несущей способности.

Восстановление совместной работы стен ортогональных направлений может осуществляться полимерармированными шпонками. Они предназначены для восприятия сдвига и растяжения. С их помощью целесообразно повышать сейсмообеспеченность не подвергавшимся землетрясениям зданий.

ПАШ могут располагаться как изнутри, так и снаружи здания. Однако следует учитывать, что введение их в стык между наружными и внутренними стенами в районах с низкими зимними температурами вызовет снижение теплозащитных функций ограждения. Поэтому наружное размещение ПАШ более оправданно применять в районах с незначительными отрицательными температурами. Благодаря конструктивному решению полимерармированные шпонки обладают в определенной мере универсальностью: они используются для подкрепления вертикальных, горизонтальных стыков, связей наружных стен с перекрытиями. Одновременно с восстановлением (усилением) связей с перекрытиями в последнем случае будут воссоздаваться (или создаваться) связи между панелями в горизонтальном шве.

Известны и другие конструктивные решения, используемые для ликвидации последствий землетрясений, например металлические пояса, предварительно напрягаемые и без напряжения. Однако они здесь не приводятся в силу недостаточности экспериментальной изученности при действии знакопеременных динамических типа сейсмических нагрузок. К тому же данное решение чрезвычайно металлоемко. Вероятно, целесообразно использовать металлические пояса в качестве временных устройств с целью предотвращения прогрессирующего развития деформаций поврежденных конструкций. После осуществления мероприятий по восстановлению описанными выше способами конструкции поясов следует демонтировать.

Выводы главе I.

Достичь того чтобы землетрясение перестало быть стихийным бедствием, технически возможно. Для этого нужно, чтобы несущие конструкции всех зданий и сооружений выдерживали сильные колебания грунта.

Сейсмостойкие здания требуют дополнительных затрат труда и материалов. Для рационального расходования этих затрат необходимо хорошо изучить с инженерной точки зрения само явление землетрясения и уметь точно предсказать, каким сейсмическим воздействиям подвергнется строящееся здание за время своего существования.

В нашей стране расходуются миллионные средства на сейсмостойкое усиление зданий и сооружений и ведутся исследования по развитию инженерной сейсмологии. Есть все основания считать, что с развитием практики сейсмостойкого строительства ущерб от землетрясений будет неуклонно уменьшаться. Разработанная конструктивная схема усиления должна быть простой по изготовлению, меньше расходовать строительный материал и при численных исследованиях можно было легко определить напряженно-деформированное состояние при сейсмических нагрузках.

ГЛАВА II. Техническое обследование здания.

2.1. Характеристика здания.

Объектом обследования является 9-этажное здание расположенное в Хамзинском районе города Ташкента.

Проект здания общежития разработан институтом «Ташгипрогор». Здание построено в 80-х г.г.

В период эксплуатации объект перенес ряд землетрясений интенсивностью ниже расчетной.

Реконструкция общежития не производилось, специализированными организациями не обследовалась.

В объем работы входило техническое обследование состояния несущих конструкций с целью определения возможности проведения реконструкции и выявления дефектов и повреждений, снижающих несущую способность здания, отклонения от норм, действовавших на период проектирования здания и рабочего проекта. Результаты работы представлены в настоящем отчете в виде пояснительной записки, фотографий и чертежей технического состояния конструкций.

Техническое обследование зданий проведено с целью определения фактических данных о техническом состоянии основных несущих конструкций зданий, определения физико-механических характеристик материалов, а также определения соответствия конструктивных и проектно-технических решений требованиям действующих нормативных документов сейсмического строительства - КМК 2.01.03 - 96 «Строительство в сейсмических районах». Сейсмичность участка - 8 баллов. Конструктивная схема - жёсткая, комбинированная. Каркас запроектирован по рамно-связевой схеме. Все рамы поперечного направления, а также продольные крайние (пристенные) рамы запроектированы с жесткими узлами, воспринимающими опорные изгибающие моменты от всех видов воздействий по упругой схеме. Ригели продольных рам средних (внутренних) рядов закрепляются на опорах с частичным защемлением.

Связевые элементы – диафрагмы жесткости, несущие вертикальные нагрузки и воспринимающие усилия от горизонтальных (ветровых и сейсмических) сил, а также обеспечивающие пространственную жесткость сооружения, образуется соединением колонн с панелями вертикальных диафрагм жесткости.

Каркас предназначен для применения при нагрузках:

от собственного веса несущих и ограждающих конструкции;

временных нормативных нагрузках на перекрытия 200; 300; и 500 кг/кв.м, что соответствует унифицированным расчетным нагрузкам на ригели несущих рам 4.0 ; 5.2 и 7.2 т/пог.м;

вес снегового покрова на покрытия;

ветровой нагрузки;

сейсмической нагрузки 7, 8, и 9 баллов для зданий от 9 до 16 этажей;

каркас запроектирован для зданий первой степени огнестойкости;

Характеристика элементов каркаса:

Фундаменты БК 14-9. Серия ИИС-04-1, выпуск 2. Железобетонные башмаки стаканного типа предназначены для установки в качестве подколонников на фундаменты, разрабатываемые в конкретных проектах зданий. Сборные железобетонные башмаки стаканного типа устанавливаются под отдельностоящие колонны рам, к которым не примыкают панели вертикальных диафрагм жесткости.

Колонны СКН-30-74, СКВ-38-74, СКН-30-60, СКВ-38-60, СКН-24-60, СКВ-30-60, СКН-24-66, СКВ-24-60, СКВ-24-66. Серия ИИС-04-2, выпуск 2. Колонны запроектированы сечением 400 x 400мм высотой на два этажа. Стыки колонн располагаются на высоте 950мм от уровня верха ригелей поперечных (несущих) рам. На торцах колонн в подрезке по конуру сечения предусмотрены выпуски рабочей арматуры, объединяемой при монтаже с помощью ванной сварки, с установкой поперечной арматуры (хомутов), обвязкой стыка сеткой и бетонированием. Для соединения с ригелями несущих рам в колоннах предусмотрены специальные выпуски: в верхней

зоне – стержни арматуры, а в нижней – уголки, на которые укладываются ригели при монтаже. Для применения к колоннам несущих лестничных ригелей продольного направления и колоннах-предусматриваются дополнительные выпуски в гранях, перпендикулярных продольному направлению.

В колоннах наружных рядов стержни арматуры продольных рам устанавливаются через отверстия с последующей зачеканкой их жестким цементным раствором.

В колоннах наружных рядов предусмотрены закладные детали для крепления стеновых панелей.

В колоннах рамно – связевых систем для соединения с панелями вертикальных диафрагм жесткости предусмотрены закладные детали.

Колонны, к которым примыкают панели вертикальных диафрагм жесткости, в нижних торцах имеют выпуски продольной арматуры для соединения с арматурой монолитных железобетонных фундаментов, назначаемой по расчету.

Ригели СРВ2-53. Серия ИИС-04-3. Выпуск 2. и 3. Ригели запроектированы таврового сечения расчетной высотой 480мм с полками понизу для опирания панелей перекрытия. Ригели предназначены для установки в пролетах рам между осями колонн 6.0 м. Верхняя и нижняя продольная арматура ригелей выступает по торцам за грани ригелей для соединения с выпусками из колонн в рамных узлах.

Пристенные ригели марки С-РН запроектированы с одной полкой для опирания панелей перекрытия, а также с консольными выступами на участках у опор для опирания панелей наружных стен.

Для устройство балконов в наружных стенах предусмотрены балконные ригели марки С-РБ с консольной плитой вылетом на 1200мм за грань колонны. Аналогичные ригели с консольной плитой вылетом 600мм применяются в поперечных рамах, примыкающих к деформационным швам между отсеками здания.

Для устройства балконов вылетом более 1.2м предусмотрены специальные консольные ригели марок С-РБ-16 соединяемые с колоннами в рамных узлах на продолжении поперечных рам. На концах этих ригелей устанавливаются бортовые элементы, в которых предусмотрены гнезда для установки перил.

В ригелях марки С-РЛ. Устанавливаемых в лестничных клетках, предусмотрены закладные детали для крепления лестничных маршей на опорах. Положение закладных деталей соответствует размещению лестничных маршей в левой части ячейки разбивочных осей. При расположении маршей в правой части ячейки марки лестничных ригелей применяются вертикальные с индексом «лев» во всех случаях расположения закладных деталей в ригелях для крепления лестничных маршей и марки этих ригелей корректируются в зависимости от условий в проекте конкретных зданий.

Для замоноличивания перекрытий ригели запроектированы с сокращением высоты бетонного сечения в верхней зоне на 160 мм по всей длине или на опорных участках с выступающей обнаженной арматурой. Верхняя зона ригелей на этих участках замоноличивается бетоном после укладки панелей перекрытия.

Ригели рассчитаны и законструированы в соответствии с усилиями, полученными на основании статических и динамических расчетов рамно - связевых систем каркаса на все виды нагрузок. При этом учитывалось, что работа ригеля как элемента рамы происходит после замоноличивания ригелей на опорах, что производится после укладки и замоноличивания панелей перекрытия, т.е. собственный вес ригели и панелей перекрытия не вызывает опорных моментов в рамах.

Панели перекрытия. Серия ИИС-04-4, выпуски 1, 2, 3, 4. Панели перекрытия укладываются в продольном направлении в пролетах 6.0 м опиранием на полки ригелей поперечных несущих рам и имеют длины короче соответствующих пролетов между осями колонн на 0.24м при расположении лестницы параллельно несущим рамам, в ячейке лестничной клетки панели перекрытий укладываются в поперечном направлении с опиранием на продольные ригели. Все панели перекрытий рассчитаны на

унифицированные загрузки 450, 500, 800 кг/кв. м, согласно указаниям СН 382-67, что соответствует временным нормативным нагрузкам 200, 300 и 500 кг/кв. м без учета собственного веса панелей перекрытия.

Панели перекрытий запроектированы с обеспечением трещиностойкости третьей категории;

Панели наружных стен. Серия ИИС-04-5, выпуски 1 и 2. Панели наружных стен полосовой разрезки разработаны для общественных зданий. Панели наружных стен разработаны для пролета 6.0 м выпуск 1.

Номенклатура стеновых панелей полосовой разрезки состоит из следующих типоразмеров:

поясные панели, объединяющие перемычку и подоконные длиной по размеру пролета между осями колонн. Поясные панели крепиться к колоннам на обеих опорах;

угловые панели;

простеночные панели, устанавливаемые по осям колонн и в середине пролета.

Панели наружных стен надземной части здания запроектированы из легкого бетона толщиной 240 мм. Панели цоколя – из легкого бетона повышенной марки толщиной 220 мм. Панели стен надземной части здания запроектированы из тяжелого бетона толщиной 220 мм и рассчитаны на восприятие нагрузки от давления грунта.

Панели наружных стен устанавливаются на ригели поперечных и продольных рам и крепятся в верхнем уровне к колоннам с помощью сварки закладных деталей.

Для укладки на верхнем обресе фризových (парапетных) стеновых панелей предусмотрены рядовые и угловые карнизные плиты и фризové камни, которые применяются в зависимости от архитектурного решения проекта.

Диафрагмы жесткости. Серия ИИС-04-6, выпуск 1 и 2. Диафрагмы жесткости запроектированы в виде плоских панелей толщиной 140мм для общественных зданий (выпуск 1).

Диафрагмы, расположенные в плоскости несущих рам, верхнем обресе имеют полки для опирания панелей перекрытия, продольные диафрагмы — плоские, без полок.

Панели диафрагм запроектированы как сплошные (глухие), так и с дверями проемом размером 1200 х 2400мм. Диафрагмы разработаны с постоянным расположением дверного проема. При необходимости проем может быть смещен на величину кратную 600мм. Для соединения с колоннами на сварке в боковые гранях диафрагм предусмотрены шпонки и закладные детали. Диафрагмы соединяются между собой по высоте непосредственно с помощью специальных бетонных шпонок с выпусками арматуры, замоноличиваемых бетоном после монтажа, а также на сварке дополнительных закладных деталей в горизонтальных швах. Панели диафрагм разработаны размером на всю длину пролета между колоннами весом до 10тонн. При отсутствии на строительстве каркасного здания монтажных кранов соответствующей грузоподъемности диафрагмы могут изготавливаться из двух половин, соединяемых между собой по высоте с помощью шпонок и закладных деталей по аналогии соединением диафрагм с колоннами.

Лестницы. Серия ИИС — 04 — 7, выпуск 1 и 2. Лестницы запроектированы из сборных железобетонных люманых элементов, объединяющих лестничные марши с полуплощадками. В уровне перекрытий лестничные марши опираются на полки ригелей рам, а в уровне промежуточных площадок — на специально опорные панели, устанавливаемые на ригели нижележащих рам. Лестничные марши могут быть расположены как параллельно поперечным рамам, так и перпендикулярно им. В зависимости от расположения маршей в лестничных клетках предусматриваются дополнительные несущие ригели рам. Для отделки маршей и площадок предусмотрены железобетонные офактуренные накладные проступи, которые поставляются комплектно с маршами и укладываются после монтажа по слою цементного раствора. Ширина маршей

1.35м. лестницы рассчитаны на временную нормативную нагрузку 400кг/кв.м.

Компоновка зданий. Принятые в сериях ИИС-04 объемно – планировочные параметры позволяют проектировать каркасно – панельные общественные здания и жилые с весьма обширным и разнообразным выбором габаритов как в поперечном, так в продольном направлении. Компоновка зданий с постоянным шагом колонн в продольном направлении равным 6.0м.

Серии ИИС-04 разработаны для условий расположения рам, несущих перекрытий в поперечном направлении. Расположения несущих рам в продольном направлении может быть допущено при условии обоснования расчетом несущей способности поперечных рам на вертикальные и горизонтальные нагрузки. Лестничные марши опираются ребрами площадок на ригели каркаса в уровне перекрытий и на опорные панели в уровне промежуточных площадок. В подвале установлено укороченный марш с одной площадкой, который может быть изготовлен в форме основных маршей. Для подъема на покрытие при наличии технического этажа укладывалась лестничная марш типовых этажей, на оставшуюся высоту предусмотрено дополнительная металлическая стремянка.

2.2. Инженерно – геологические условия участка строительства общезитие.

Обследуемое здание расположено в центральной части г. Ташкента Территория участка расположения здания ровная, с незначительным общим уклоном. Свободные от построек участки озеленены либо имеют асфальто-бетонное покрытие, включая отмостки вокруг здания.

В геоморфологическом отношении участок приурочен к поверхности 4-ой надпойменной террасы р.Чирчик, сложенной пролювиальными лессовидными отложениями Ташкентского комплекса, мощностью более 20м.

Непосредственно на участке лессовидные грунты представлены суглинками и супесями от серовато-желтого до желто- бурого цвета,

макропористые, с известково-карбонатными стяжениями, влажные, твердой консистенции.

С поверхности лессовидные грунты прикрыты насыпными грунтами с асфальтобетонным покрытием. В паузах фундаментов и под полами они представляют собой обратную засыпку из местных грунтов с включением строительного мусора, мощность которой определяется глубиной заложения фундаментов. Грунты просадочные под нагрузкой до 3 МПа и не просадочные от собственного веса. Тип грунтовых условий участка по просадочности – первый. Мощность просадочной толщи 7-8мм.

Грунтовые воды залегают глубже 10мм. И практического влияния на фундаменты не окажут.

Состояние грунтов основания и фундаментов.

В результате вскрытия фундаментов установлено следующее:

- Естественным основанием под Фундаментами здания служат лессовидные суглинки.

- Грунты под подошвой фундаментов в предпостроечный период уплотнению не подвергались (плотность скелета грунта маме 1,6-1,65г/см³) и частично сохранили свои просадочные свойства при плотности скелета грунта 1,52г/см³ (среднее значение).

- Содержание солей в грунтах основания незначительно от 797 до 883мг/кг, ионов хлора от 43 до 87 мг/кг и сульфатов от 236 до 314мг/кг. Грунты являются неагрессивной средой к бетонам на всех сортах цемента (табл. 4 КМК 2.03.11-96).

- Фундаменты под зданием ленточные, бетонные, сборно-монолитные. Глубина заложения фундаментов под наружными стенами 1.9-2.65м. от уровня земли и зависит от отметки поверхности. Ширина подошвы 2.05-2.1м. в подвальной части здания, под внутренние стены, фундамент прерывистый, ленточный с шагом сборных железобетонных плит в 1м.

Глубина заложения подошвы плит 1.1м. от отметки пола подвала, размер плит 1,2х2,0м. Под частью внутренней стены имеется технический коммуникационный коллектор глубиной до 2м. и стена опирается на железобетонную балку сечением 200х400мм.(вскрытие4), т.е фундаменты защитной обмазки не имеют. Коррозии, деформаций боковых поверхностей фундаментов не наблюдается.

2.3. Обследование здания общежитие.

Обследуемое здание точечного типа, 9-этажное, с размерами в плане в осях 18,0х18,0м. Высота этажа от перекрытия до перекрытия – 3,0м. Общая высота – 31,05м.

Конструктивно здание решено в рамно-связевом каркасе. Все нагрузки, вызывающие горизонтальные перемещения каркаса, воспринимаются сквозными вертикальными диафрагмами жесткости, связанные в единую пространственную систему горизонтальными дисками перекрытий и связевыми плитами. Все этажи и подвальные части выполнены с шагом 6,0х6,0м.

Стены подвала объекта монолитные железобетонные ленточного типа толщиной 600мм.

Отметка заложения фундаментов -1,7м. от уровня поверхности земли.

По периметру здания имеет вход, прямки, пристроенные лестницы, выполненные в самостоятельных конструкциях и существенно не влияющих на несущую способность. По фасадам устроены бетонные отмостки толщиной 10-15см. и шириной 1,0м.

Колонны сборные железобетонные сечением 40х40см. Колонны замонличены в стены фундаментов. Стыки колонн расположены в межэтажном пространстве на высоте 0,7м. от уровня пола, рабочая арматура 8Ø36АШ.

Ригеля сборные железобетонные таврового сечения размерами 40х45см. Ригеля рам каркаса расположены в направлении буквенных осей. Сопряжение колонн и ригелей решено путём сварки жестких выпусков

колонн и арматурных выпусков колонн и ригелей в верхней и нижней зонах с последующим замоноличиванием зоны стыка.

Плиты перекрытий и покрытия пустотные сборные железобетонные, толщиной 22см., смонтированы в направлении цифровых осей. На полках ригелей плиты замоноличены для создания жесткого диска. Стыки между пустотными плитами заделаны раствором.

Сквозные диафрагмы жесткости – сборные железобетонные таврового и прямоугольного сечения толщиной 24,0см. до 4-го этажа включительно и 16,0см с 5-го до 9-го этажа. Рабочая арматура диафрагм: горизонтальная Ø12АIII, вертикальная Ø10АIII, шаг 150x150мм. В здании диафрагмы расположены в осях «Б/1-2», «В/3-4», «2/В-Г» и «3/А-Б», диафрагмы прямоугольного сечения смонтированы в направлении цифровых осей, таврового сечения – буквенных. Диафрагмы имеют жесткое 2-х стороннее крепление к колоннам на сварных закладных деталях. Участки перекрытий над диафрагмами прямоугольного сечения решены в монолитном исполнении и играют роль связевых.

Лестницы представлены в виде марша с полуплощадками. Лестничные узлы расположены в осях «Б-В/2-3».

Ненесущими конструкциями здания являются перегородки выполненные из гипса на деревянном каркасе либо кирпичные, как правило, армированные толщиной 120мм на всю высоту здания.

Панели ограждения навесные, сборные керамзитобетонные толщиной 30см.

Крыша совмещенная, плоская с внутренним водостоком. Несущая схема балкона – два консольные заземленных железобетонных элемента, замоноличенные в рамное - связевом каркасе, по которым смонтирована типовая пустотная плита.

Объемно-планировочное и конструктивное решение отвечают требованиям серии ИИС-111 и рабочего проекта.

По результатам испытания конструкций неразрушающим методом были получены данные фактической прочности бетона, которые сопоставлялись с требованиями серий и норм.

Монолитные стены подвального этажа имеют среднюю прочность бетона $R=220 \text{ кгс/см}^2$, что соответствует марке М200 и классу В15;

Плиты перекрытий подвального этажа имеют среднюю прочность бетона $R=239 \text{ кгс/см}^2$, что соответствует марке М200 и классу В15;

Колонны практически не имеют разброса в значениях прочности бетона и изменяется в пределах от 338 кгс/см^2 до 354 кгс/см^2 , что соответствует маркам М300-М350 и классу бетона В25;

Диафрагмы жесткости имеют большой разброс в значениях прочности бетона и изменяется в пределах от 211 кгс/см^2 до 345 кгс/см^2 , что соответствует маркам М200-М350 и классам бетона В15 и В25. Для определения расчетной несущей способности диафрагмы были приняты прочности с 1-го по 4-ый этаж В25; на 5-6 этажах соответствующий классу В22,5, а с 7 этажа – В15;

Ригеля не имеют разброса по значениям прочности бетона и изменяется в пределах от 252 кгс/см^2 до 385 кгс/см^2 , что соответствует маркам М250-М350 и классам бетона В20 и В27,5. Для определения расчетной несущей способности ригелей был принят средний класс бетона равный В27,5 для ригелей до 7-го этажа. С 7 этажа – класс В20;

Плиты перекрытия не имеют разброса по значениям прочности бетона и соответствуют серии М250 и классу бетона В15.

Выводы и рекомендации.

1. Естественным основанием под фундаментами обследованного здания служат лессовидные суглинки и супеси с показателями физико-механических свойств, приведенными в таблице 2.1
2. Грунты просадочные под нагрузкой, с начальным посадочным давлением в 0.11 МПа. Тип грунтовых условий участка по просадочности

Мощность посадочной толщи составляет не более 5м. от подошвы фундамента.

3. Осадки грунтов следует считать стабилизировавшимися. Вместе с тем, предварительному уплотнению они не подвергались. Учитывая остаточные просадочные свойства грунтов основания, попадание воды в под фундаментное пространство не рекомендуется.

4. Грунты не агрессивны к бетонам на всех сортах цемента.

5. Фундаменты здания ленточные, бетонные сборно-монолитные. Глубина заложения подошвы фундамента 1.9-2.65м по наружным стенам от уровня земли при ширине 2.05-2.1м. В подвале фундамент прерывистый из фундаментных плит размером 1.2х 2.0м. и шагом 1м. Глубина заложения плит 1.1м. от уровня пола подвала. Во вскрытии 4 фундамент отсутствует. Стена опирается на железобетонную балку сечением 2.0х 400мм.

6. Фундаменты защитной обмазки не имеют.

7. Грунтовые воды залегают глубже 10м.

8. Сейсмичность участка по карте СМР г. Ташкента 8 баллов;

Категория грунтов по сейсмическим свойствам 2.

Выводы по главе II.

По результатам обследования можно сформулировать следующие выводы:- девяти этажные дома серии 111 запроектированы на основе известной серии каркасно-панельных домов ИИС-04;

- необходимо устройство фундаментных балок под стенами и перегородками с опиранием на ступени стаканного фундамента;
- произвести обратную засыпку из галечниково-песчанного грунта с послойным уплотнением;
- кровельное покрытие необходимо полностью заменить;
- произвести ревизию всех инженерных коммуникаций с обеспечением дальнейшего систематического контроля, при их эксплуатации;
- восстановить отмостки с обеспечением соответствующих уклонов и качеством используемого материала;
- при реконструкции здания следует избегать появления дополнительных вертикальных нагрузок на фундаменты.
- изучены несущие конструкции каркасного здания колонн, ригелей и диафрагмы жесткости по серии ИИС-111 и их конструирование.
- приведен результаты обследования каркасного здания с диафрагмами жесткости общежития и выявлены в места повреждения несущих конструкций.

ГЛАВА III. Численные исследования несущих конструкций каркасного здания по определению напряженно - деформированного состояния и их усиление.

3.1. Расчетные схемы и методы расчета каркасных зданий.

Расчет на сейсмических воздействия включает следующие этапы: устанавливается расчетная сейсмичность здания: производится выбор расчетной динамической модели здания и устанавливаются ее параметры: определяются расчетные сейсмические нагрузки, действующие на здание, и соответствующие им усилия в элементах конструкций, их деформации (перемещения): выполняется проверка несущей и деформационной способности конструкций и их соединений [72,76].

Расчет многоэтажных каркасных зданий на сейсмические воздействия (точнее на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий) необходимо выполнять с соответствии с требованиями главы [20,21,22]. При этом необходимо учитывать особенности предельных состояний многоэтажных каркасов, их объемно планировочных и конструктивных решений.

В соответствии с рекомендациями КМК расчет следует выполнять: на условные статические нагрузки, определяемые на основе спектральных коэффициентов динамичности (коэффициентов β) в предположении упругого деформирования конструкций-п.2.2,а КМК (по расчетным предельным состояниям группы Ia): с использованием инструментальных записей ускорений основания при землетрясениях, наиболее опасных для данного здания, а также синтезированных акселерограмм - п.2.2б): при этом максимальные амплитуды ускорений оснований следует принимать не менее 100, 200 или 400 см/с» при сейсмичности площадок строительства 7, 8 и 9 баллов соответственно [21].

При динамических расчетах по п.2.2б необходимо учитывать возможность развития в конструкциях пластических деформаций, остаточных сдвигов, повреждений отдельных элементов, а также изменения внутренней динамической структуры зданий во время сейсмических воздействий,

пространственную работу, взаимодействие с грунтом и окружающей средой [69].

Расчет по пункту, *а* следует выполнять для всех зданий, а расчет по пункту *б* – при проектировании особо ответственных и высоких зданий (более 16 этажей).

В связи с необходимостью накопления в ближайшие годы опыта динамического расчета зданий с использованием акселерограмм, который постепенно будет все шире входить в практику инженерных расчетов, целесообразно также выполнять его при проектировании каркасных зданий высотой более 12 этажей при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов, высотой более девяти этажей при расчетной сейсмичности 9 и более баллов, зданий с одним или несколькими каркасными нижними этажами и вышележащими этажами жесткой конструктивной схемы, зданий с системами активной сейсмозащиты [80,88,89].

Несущая и деформационная способность конструкций определяется по наиболее неблагоприятной из двух расчетных проверок [76].

Выбор расчетных акселерограмм и динамический расчет зданий на первом этапе необходимо выполнять проектно-институтам совместно научно-исследовательскими институтами, специализирующимися в области сейсмостойкости сооружений.[21,9]

Расчетные предельные состояния каркасных зданий, их элементов и узлов при расчете по п.2.2а (на условные расчетные сейсмические воздействия) определяются прочностью и устойчивостью, а также условиями не превышения расчетных предельных деформаций (перемещений, относительных перекосов этажей) группы Ia для обеспечения сохранности элементов стенового ограждения и заполнения, перегородок, для недопущения выхода из работы (отказа) отдельных элементов несущих конструкций [21,9].

Предельные состояния зданий, их элементов и узлов при расчетах по п. 2.2б определяются параметрами расчетных предельных деформаций (перемещений, углов поворота, относительных перекосов этажей и т.п.) группы Ib при полном использовании резервов прочности, а также

параметрами относительной энергоемкости конструкций [9,22]. Параметры расчетных предельных состояний устанавливаются из условия сохранения прочности и устойчивости каркасных зданий от полного и частичного разрушения, не наступления полной непригодности зданий к эксплуатации, возможности восстановления поврежденных при землетрясениях конструкций для дальнейшей эксплуатации зданий.

Рекомендации по параметрам расчетных предельных состояний групп Ia ,Iб каркасных зданий при расчетах соответственно по п.2.2а и 2.2б КМК приведены в к главе КМК 2.01.07-96

Расчетные динамические модели каркасных зданий должны, по возможности, отражать все инерционные, жесткостные, прочностные и диссипативные характеристики работы конструкций, а также учитывать пространственный характер работы и взаимодействия конструкций с грунтом [76].

Выбор расчетной динамической модели является одним из наиболее ответственных этапов расчета и определяется объемно планировочным и конструктивным решениями здания [76]. Характером распределения масс, жесткостей и параметров прочности в плане и по высоте здания, степенью взаимодействия его несущих и ненесущих конструкций, взаимодействия с грунтом, принятой моделью представления сейсмического воздействия, т. е. Степенью полноты исходной сейсмологической информации.

Переход к более сложным расчетным динамическим моделям позволяет с большой точностью отразить в расчетах работу здания, выявить не учитываемые простыми моделями эффекты и закономерности, но требует более детальной исходной информации и затрат машинного времени. Такой переход возможен при наличии соответствующих методов динамического анализа, алгоритмов и программ расчета, метода анализа получаемых результатов.[49]

Подобные рекомендации по выбору расчетных динамических моделей каркасных зданий, расчетных акселерограмм, методики динамических расчетов, оценке состояния конструкций на стадии проектирования приведены в Пособии [17]

В качестве расчетных значений параметров реакции каркасных зданий (ускорений, перемещений и соответствующих им усилий в элементах несущих систем) по результатам динамического расчета рекомендовано принимать: максимальные значения всех параметров реакции за весь период колебаний здания при одном расчетном сейсмическом воздействии или наборе (ансамбле) воздействий: максимальные значения одного из параметров реакции (перемещения или ускорения этажа или яруса, деформации отдельных сечений и элементов) и соответствующие ему в тот же момент времени параметры реакции (перемещения или ускорения конструкций остальных этажей или ярусов, деформации сечений и элементов).[72]

Проверку предельных деформаций и устойчивости необходимо выполнять при всех возможных расчетных сочетаниях параметров реакции [76].

Найденные по результатам динамического расчета значения параметров реакции, определяют деформации (перемещения), которые должны иметь несущие конструкции, чтобы выдерживать расчетные сейсмические воздействия.[76]

Параметры расчетных предельных состояний $\max D_{lim}$ определяют верхнюю границу деформаций (перемещений), которой могут достигать конструкции, еще обеспечивая несущую способность (прочность и устойчивость) здания и не наступление полной его непригодности к эксплуатации [66].

3.2. Подготовка, проведение и анализ результатов расчетов конструкций каркасного здания на сейсмические нагрузки.

Восстановление поврежденных землетрясениями, а также усиление эксплуатируемых зданий относятся к одной общей проблеме-сейсмозащите зданий и сооружений. Запроектированные в соответствии с действующими нормами объекты, как правило, не получают в результате расчетных сейсмических воздействий серьезных повреждений. Если же такие и наблюдаются, то они являются либо следствием ошибок в проектировании,

либо неудовлетворительное качество строительно-монтажных работ. В меньшей мере причина повреждений может быть приписана некачественному изготовлению сборных конструкций, поскольку их качество контролируется заводскими лабораториями. Чаще всего повреждения вызываются комплексом причин. В ряде случаев ликвидация последствий землетрясений заключается в незначительном ремонте зданий.[73]

Необходимость усиления последних возникает в случаях изменения сейсмичности района строительства и если объект неоднократно подвергался воздействиям нерасчетных землетрясений и в нем произошло накопление повреждений.

Под термином «восстановление» понимается воссоздание первоначального уровня сейсмообеспеченности здания. Восстановление производится, если к моменту землетрясения сейсмообеспеченность должна была соответствовать действующим нормам проектирования сейсмостойких зданий.[71]

В понятие «усиление» вкладывается иной смысл-повышение сейсмообеспеченности зданий, являющейся недостаточной по сравнению с той, которая требовалось бы по действующим нормам проектирования. Мероприятия по усилению выполняются до землетрясения по специально разработанному плану.[74]

В процессе ликвидации последствий землетрясений могут осуществляться комплексные мероприятия по сейсмозащите зданий восстановление с усилением. Предполагается не только воссоздание первоначальной сейсмообеспеченности здания, но и доведение ее либо до уровня, соответствующего требованиям норм проектирования, либо до уровня, установленного специальным распоряжением.[72]

Способность здания или сооружения воспринимать тот или иной уровень сейсмических нагрузок обозначается термином «сейсмообеспеченность». Следует различать начальную и конечную сейсмообеспеченность. Под первой понимается заложенная в процессе проектирования здания его способность воспринимать те или иные

сейсмические нагрузки. Сейсмообеспеченность, являющаяся результатом осуществления предусмотренного проектом комплекса конструктивных мероприятий при ликвидации последствий землетрясений или работ по усилению, называется условно конечной.

Практически любое каркасное здание имеет определенную сейсмообеспеченность, но это не означает, что оно обязательно сейсмостойкое. Если конечная сейсмообеспеченность отвечает уровню действующего КМКа, то здание или сооружение следует считать сейсмостойким.

Таким образом, мероприятия, направленные на восстановление или повышение сейсмообеспеченности зданий, могут быть разделены на три группы: мероприятие по восстановлению, по усилению и на мероприятия по восстановлению с усилением[69].

По уровню начальной сейсмообеспеченности каркасные здания целесообразно также отнести к трем группам: I-к зданиям, запроектированным без учета сейсмических воздействий: II-к зданиям, проекты которых разрабатывались с учетом ранее действовавших норм проектирования на сейсмические воздействия: III-к зданиям, разработанным по действующим на момент землетрясения расчетной интенсивности нормам проектирования на сейсмические воздействия.[70]

Уровни конечной сейсмообеспеченности должны назначаться с учетом: градостроительных задач развития застройки населенного пункта: грунтовых условий, на которых расположены намеченные к восстановлению или усилению здания: срока последующей эксплуатации здания: функционального назначения здания: количества перенесенных зданием землетрясений нерасчетной интенсивности: наличия и характера, осуществленных после предыдущих землетрясений восстановительные мероприятия: наличия и характера усиления несущих конструкций зданий, осуществленных в соответствии с долговременным планом предупреждения возможных повреждений от ожидаемого землетрясения [58].

По уровню конечной сейсмообеспеченности крупнопанельные здания с учетом продолжительности последующего срока эксплуатации

рекомендуется подразделять на две группы: а- с последующей эксплуатацией до пяти лет: б- более пяти лет. Для зданий группы 1а (не имеющих антисейсмических мероприятий со сроком последующей эксплуатации до пяти лет) экономически оправданным следует считать восстановление несущих конструкций без расчета на сейсмические воздействия с учетом воспринятая только вертикальных нагрузок.

Здание группы 1б рекомендуется восстанавливать в целях доведения конечной сейсмообеспеченности до уровня, при котором могут быть восприняты нагрузки, возникающие при 7-бальном землетрясении.[68]

Восстановление до воссоздания начальной сейсмообеспеченности следует осуществлять в зданиях группы II а.

В зданиях группы II б должно сочетаться восстановление с усилением с целью надления здания сейсмообеспеченностью по требованиям действующих норм. Наконец, первоначальная сейсмообеспеченность (сейсмостойкость) восстанавливается в зданиях группы III .

Известен ряд способов восстановления и усиления несущих конструкций и зданий в целом. При выборе способа рекомендуется учитывать: требования высоких темпов ведения строительно-монтажных работ:[56] необходимость обеспечения высокого качества работ, позволяющих сохранить в течение последующего срока эксплуатации достигнутые уровни сейсмообеспеченности здания: надежность используемых в проектах способов в части сохранения в течение планируемого срока уровня сейсмообеспеченности здания: требование минимума затрат на осуществление мероприятий по восстановлению или усилению.

Ликвидации повреждений и работам по усилению должно предшествовать вариантное проектирование с анализом экономической и технической эффективности каждого варианта проектных предложений. Реализации подлежит проект, обеспечивающий: высокие темпы ликвидации последствий землетрясений: надежность восстановления (усиления) здания: минимум затрат: комфортность подвергнутого восстановлению (усилению) жилья.

Экспериментально проверен способ восстановления или усиления узлов пересечений внутренних стеновых панелей с помощью металлических уголков. Уголки изготовливаются из полосовой стали шириной 50-80мм и толщиной 5-8мм и устанавливаются в специальных подготовительных выемах в панелях на прочном цементном растворе марки не ниже 100. Стяжками болтами уголки прижимаются к панелям, после чего выемы с уголками заполняются раствором заподлицо с поверхностью панели. Перед постановкой уголков поврежденный или разрушенный бетон замоноличивания удаляется и заменяется либо бетоном (в случае повреждения больших объемов), либо цементным раствором указанной выше марки. Трещины могут быть заинъецированы обычным цементным или полимерраствором. В этом случае несущая способность узла пересечения при сдвиге может быть восстановлена практически на 100%. Шаг уголков и диаметр стяжных болтов принимается по расчету на принятие сдвигающих усилий, действующих в месте пересечения стен [64].

Известны и другие конструктивные решения, используемые для ликвидации последствий землетрясений, например металлические пояса, предварительно напрягаемые и без напряжения.[59] Однако они здесь не приводятся в силу недостаточности экспериментальной изученности при действии знакопеременных динамических типа сейсмических нагрузок. К тому же данное решение чрезвычайно металлоемко. Вероятно, целесообразно использовать металлические пояса в качестве временных устройств с целью предотвращения прогрессирующего развития деформаций поврежденных конструкций.[67] После осуществления мероприятий по восстановлению описанными выше способами конструкции поясов следует демонтировать.

В данной работе для получения объективных данных о несущей способности строительных конструкций здания и их пригодности для нормальной эксплуатации, а также необходимости усиления конструкций, в свете выхода новых норм по сейсмостойкому строительству ужесточающих требования по проектированному в сейсмических районах [7] были выполнены проверочные расчеты основных конструкций здания.

Проведение расчеты выполнены в объеме, достаточном для получения достоверных результатов, необходимых для разработки технических решений по усилению конструкций с целью обеспечения сейсмостойкости здания.

Выполнены следующие типы расчеты :

1. Пространственные расчеты на основное и особое сочетания нагрузок и усилении до усиления;
2. Пространственные расчеты на основное и особое сочетания нагрузок и усилия с учетом усиления рам из монолитного железобетона устраиваемых по оси Б в осях 1-2 и 7-8, наращивание ступ по осям 3 и 6 и сопряженные монолитных колоны к Кавериным простенкам;

Сечение элементов конструкций принято по материалам обследования. Армирование железобетонных контрольных в вскрытий арматуры. Прочностные характеристики бетона и кирпичной кладки приняты по результатам лабораторных исследований прочностных характеристик материалов.

Состав расчета.

Диафрагм жесткости

Расчет армирования колонн

Расчет армирования ригелей

Расчет основания и фундаментов.

Характеристика объекта.

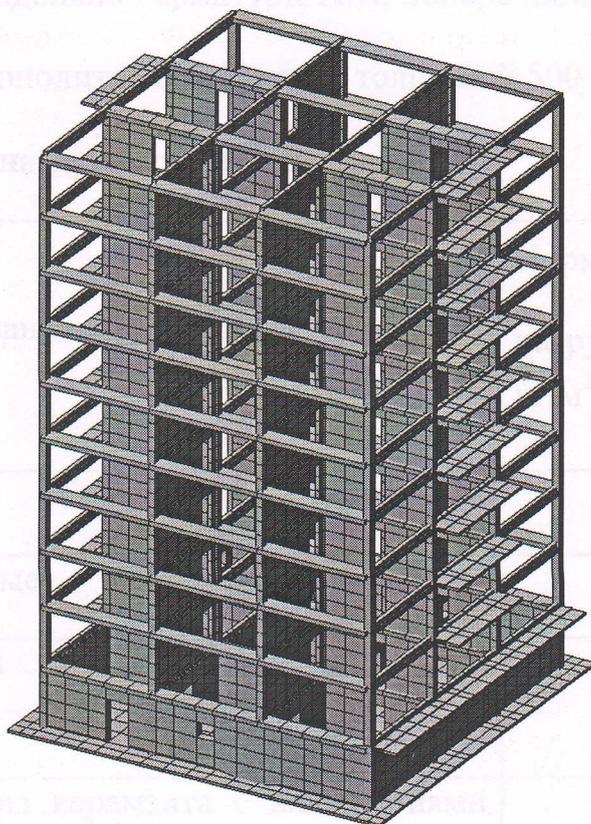
Произведен расчет основных несущих конструкций 9-ти этажного здания общежития, расположенного по адресу: г. Ташкент Хамзинский р-н, ул Корасув.

Все данные для расчета приняты, согласно материалов обследования и задания на расчет.

Строение представляет собой 9-ти этажное здание с подвалом. Конструктивная схема – рамно-связевой каркас. Габаритные размеры здания и графический материал приведены в материалах технического обследования книга 1.

Несущими элементами здания служим ж/б каркас с диафрагмами жесткости.. Плиты перекрытия сборные ж/б круглопустотные. Опираение плит на буквенные оси здания.

9-ти 20челенар УзГАСХ.13д



Расчетная схема здания

Исходные данные и расчетные предпосылки

Расчетная сейсмичность участка строительства – 8 баллов (согласно архивным данным по инженерно-геологическим изысканиям участка).

Категория грунтов по сейсмическим свойствам – II. (согласно архивным данным по инженерно-геологическим изысканиям участка).

Коэффициент ответственности – 1.0

Коэффициент регулярности – 1.0

Коэффициент этажности – 1.4

Сечение колонн - 40x40см Бетон В25.

Сечение ригелей: несущие - таврового сечений 40x48 см (по серии ИИС-04),
связевые плиты - 90x25(h) см. Бетон В27,5 и В20.

Диафрагмы жесткости – железобетонные толщиной 24 см и 16см. Бетон
класса В22,5.

Класс продольной арматуры АIII, поперечной АI.

Фундаменты монолитные ж/б плита толщиной 500 мм. Бетон класса В20.

Таблица сбора нагрузок принятых в расчете*:

№ п/п	Наименование	Норм. нагрузка кг/м ²	Коэф. надежн. по нагрузке	Расч. нагрузка кг/м ²
Покрытие				
	Постоянные			
1.	3-4 слоя рубероида на битумной мастике	20	1.3	26
2.	Засыпка из керамзита с включениями строительного мусора ($\delta=200$ мм, $\gamma=800$ кг/м ³)	160	1.3	208
3.	Плита перекрытия	300	1.1	330
	<i><u>Итого постоянной:</u></i>	<u>480</u>		<u>564</u>
	Временная			
4.	Снеговая	50	1.4	70
	<i><u>Итого временной:</u></i>	<u>50</u>		<u>70</u>

Перекрытия				
	Постоянные			
1.	Пол	40	1.3	52
2.	Цем. стяжка ($\delta=20$ мм, $\gamma=2000$ кг/м ³)	40	1.3	52
3.	Керамзитобетон ($\delta=40$ мм, $\gamma=1500$ кг/м ³)	60	1.3	78
4.	Пароизоляция-1 слой гидроизола	4	1.2	5
5.	Перегородки	50	1.3	65
6.	Плита перекрытия	300	1.1	330
	<i><u>Итого постоянной:</u></i>	<u>494</u>		<u>582</u>
	Временная			
7.	Полезная	200	1.2	240
8.	Полезная коридоров, лестниц	300	1.2	360
	<i><u>Итого временной:</u></i>	<u>200</u>		<u>240</u>
		<u>300</u>		<u>360</u>
	Ограждающие конструкции навесные стеновые керамзитобетонные панели ($\delta=300$ мм, $\gamma=800$ кг/м ³)	<u>240</u> кг/м ²	<u>1.1</u>	<u>264</u> кг/м ²
	Ограждение кровли	<u>300</u> кг*пм	<u>1.3</u>	<u>390</u> кг*пм

*собственный вес несущих конструкций принят в расчете в соответствии с жесткостными характеристиками элементов.

Горизонтальная нагрузка отпора грунта на колонны подвала.

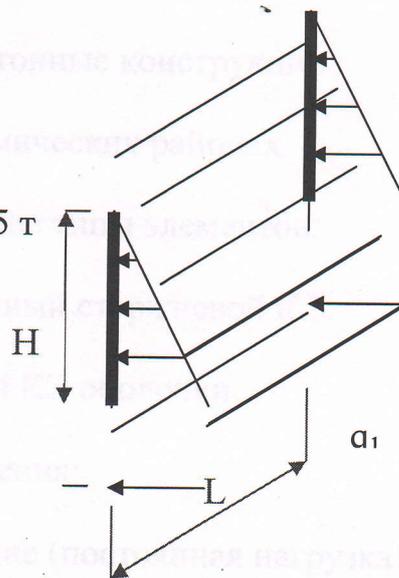
КМК 2.01.07-95 «Нагрузки и воздействия»

КМК 2.03.01-96 «Бетонные и железобетонные конструкции»

Грунт засыпки $\gamma=1.72 \text{ т/м}^2$, $\varphi=25^\circ$

$$E=0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \mu=0,5 \cdot 1,72 \cdot 3^2 \cdot 0,42=3,25 \text{ т}$$

$$q_1=2E/H=2 \cdot 3,25 / 3 = 2,17 \text{ т}$$



Пояснения

Расчеты выполнены по пространственной модели в продольном и поперечном направлении в соответствии с требованиями КМК 2.01.03-96 «Строительство в сейсмических районах». Нагрузки на здание приняты в соответствии с КМК 2.01.07-95 «Нагрузки и воздействия» согласно п.п. 1.6, 1.7.

Для расчетов использовался программный комплекс «ЛИРА-Windows» -9.6, Base 7/6.

Расчет выполнен программным комплексом "ЛИРА".

В основу расчета положен метод конечных элементов в перемещениях. В качестве основных неизвестных приняты следующие перемещения узлов:

- X линейное по оси X
- Y линейное по оси Y
- Z линейное по оси Z
- UX угловое вокруг оси X
- UY угловое вокруг оси Y
- UZ угловое вокруг оси Z

В ПК "ЛИРА" реализованы положения следующих разделов КМК:

КМК 2.01.07-97 нагрузки и воздействия

КМК 2.03.01-96 бетонные и железобетонные конструкции

КМК 2.01.03-96 строительство в сейсмических районах

В расчетную схему включены следующие типы элементов:

Тип 10. Универсальный пространственный стержневой КЭ.

Тип 41. Универсальный прямоугольный КЭ оболочки.

Расчет выполнен на следующие загрузки:

загрузка 1 - статическое нагружение (постоянная нагрузка)

загрузка 2 - статическое нагружение (кратковременная нагрузка)

загрузка 3 - вертикальная составляющая сейсмического воздействия

загрузка 4 - динамическое (сейсмика КМК 2.01.03-96)

В расчете учитывается заданное количество форм собственных колебаний (KF). Количество динамических составляющих равно количеству форм собственных колебаний, по которым раскладывается динамическая нагрузка. Значения сейсмических нагрузок, соответствующих каждой форме собственных колебаний, вычислены согласно положениям строительных норм Узбекистана КМК 2.01.03-96.

загрузка 5 - динамическое (сейсмика КМК 2.01.03-96)

В расчете учитывается заданное количество форм собственных колебаний (KF). Количество динамических составляющих равно количеству форм собственных колебаний, по которым раскладывается динамическая нагрузка. Значения сейсмических нагрузок, соответствующих каждой форме собственных колебаний, вычислены согласно положениям строительных норм Узбекистана КМК 2.01.03-96.

Расчетные сочетания усилий для стержней выбираются по критерию экстремальных нормальных и сдвиговых напряжений в периферийных зонах

сечения. Расчетные сочетания напряжений для пластинчатых элементов выбираются по критерию экстремальных напряжений с учетом направления главных площадок.

При выборе расчетных сочетаний усилий учитывались следующие характеристики загружений:

загружение 1 - статическое загружение. Данное загружение учитывается как постоянная нагрузка.

загружение 2 - статическое загружение. Данное загружение учитывается как кратковременная нагрузка.

загружение 3 - вертикальная составляющая сейсмического воздействия. Данное загружение является знакопеременным.

загружение 4 - динамическое (сейсмика КМК 2.01.03-96). Данное загружение учитывается как сейсмическая нагрузка по оси «Х». Данное загружение является знакопеременным.

загружение 5 - динамическое (сейсмика КМК 2.01.03-96). Данное загружение учитывается как сейсмическая нагрузка по осм «У». Данное загружение является знакопеременным.

Пояснительная записка

Краткое описание модулей армирования

Модуль <Стержень> - косо внецентренное нагружение с кручением. Модуль выполняет подбор арматуры

при наличии в сечениях стержня:

- нормальной силы (сжатие или растяжение) N ;
- крутящего момента M_k ;
- изгибающих моментов в двух плоскостях M_y M_z ;
- перерезывающих сил Q_z Q_y .

Выполняется расчет по предельным состояниям первой и второй группы (прочность и трещиностойкость).

Армируемые сечения: прямоугольное, тавровое, двутавровое, коробчатое, круглое, кольцевое, крестовое, уголковое, тавровое со смещенной полкой.

По желанию пользователя может быть выбран алгоритм подбора арматуры.

- Алгоритм дискретной арматуры с приоритетным расположением стержней в угловых зонах сечения:

Режим "выделять угловые стержни".

- Алгоритм распределенной арматуры с равномерным расположением расчетных площадей арматуры вдоль нижней и верхней стороны сечения ("размазанная" арматура). Режим "не выделять угловые стержни". Данный алгоритм не допускается: при расчете пространственного стержня; при наличии арматуры, обусловленной действием крутящего момента; в двутавровом сечении; при преобладающем моменте M_z .

По желанию может быть получено симметричное и несимметричное армирование относительно оси Y или Z .

Подбор поперечной арматуры осуществляется исходя из величины перерезывающей силы по направлениям Y и Z на единицу длины. Результаты подбора поперечной арматуры - площадь арматуры по направлениям Y и Z при шагах 15, 20, 30 см.

Для подобранной арматуры по условиям трещиностойкости определяется ширина продолжительного и кратковременного раскрытия трещин. Ширина раскрытия трещин определяется по направлениям Z и Y . В таблицу результатов заносится большее значение.

Описание таблиц результатов

Если подбор арматуры осуществлялся для унифицированных групп элементов, для конструктивных элементов и унифицированных групп

конструктивных элементов, то формируется таблица в которую заносится информация об составе:

Номер УКОЕ - номера унифицированных групп конструктивных элементов;

Номер КОЕ - номера конструктивных элементов;

Номер УГ - номера унифицированных групп элементов;

ВИД - символьное обозначение (С - стержень; К - колонна; Б - балка; Т - балка-стенка; П - плита; О - оболочка);

Номера элементов в расчетной схеме - номера элементов, входящих в унифицированную группу или в конструктивный элемент.

Таблица результатов подбора арматуры:

Элемент - номер элемента в расчетной схеме;

Сечение - номер армируемого сечения стержневого элемента;

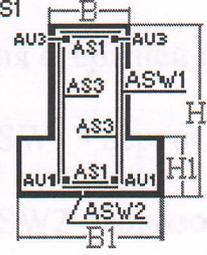
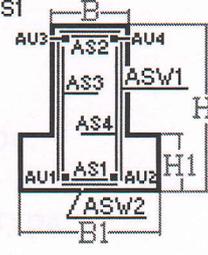
В этой же графе буквой 'С' обозначается симметричное армирование, а буквой 'Н' обозначается несимметричное армирование.

Знаком '*' отмечена арматура обусловленная кручением.

Продольная арматура - площади подобранной продольной арматуры и процент армирования.

Схема армирования элементов

Прямоугольные элементы	
Симметричное	Несимметричное
Тавровое сечение	

Схема симметричного армирования	Схема несимметричного армирования
	
Элементы пластин	

Для стержней (см²):

AU1 - площадь угловой нижней продольной арматуры (в левом нижнем угле сечения);

AU2 - площадь угловой нижней продольной арматуры (в правом нижнем угле сечения);

AU3 - площадь угловой верхней продольной арматуры (в левом верхнем угле сечения);

AU4 - площадь угловой верхней продольной арматуры (в правом верхнем угле сечения);

AS1 - площадь нижней продольной арматуры;

AS2 - площадь верхней продольной арматуры;

AS3 - площадь боковой продольной арматуры (у левой кромки сечения);

AS4 - площадь боковой продольной арматуры (у правой кромки сечения);

Для пластин (см²/мм):

AS1 - площадь нижней арматуры по направлению X;

AS2 - площадь верхней арматуры по направлению X;

AS3 - площадь нижней арматуры по направлению Y;

AS4 - площадь верхней арматуры по направлению Y

ПОПЕРЕЧНАЯ АРМАТУРА - площади поперечной арматуры при шагах 15,20,30 см

Для стержней (см²):

ASW1 - вертикальная поперечная арматура;

ASW2 - горизонтальная поперечная арматура;

Для пластин (см²/пм):

ASW1 - поперечная арматура по направлению X;

ASW2 - поперечная арматура по направлению Y;

ШИРИНА РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН - ширина кратковременного и длительного раскрытия трещин (мм).

Результаты подбора арматуры заносятся в две строки (для стержней может быть три):

СТРОКА 1 - полная арматура, подобранная по I и II группам предельных состояний СТРОКА 2 - арматура, подобранная по I группе предельных состояний

СТРОКА 3 - арматура обусловленная кручением (для стержней и отмечена знаком '*')

Расчетно-теоретический анализ.

Период колебаний здания в продольном и поперечном направлении составляет соответственно 1,1512 с и 1,1350 с.

Требуемое максимальное армирование на основании расчета:

Колонны - 8Ø36 АIII

Ригели – нижняя зона 2Ø28 АIII, верхняя зона 2Ø32 АIII

Диафрагмы Ø18 АIII/Ø18 АIII/200/200

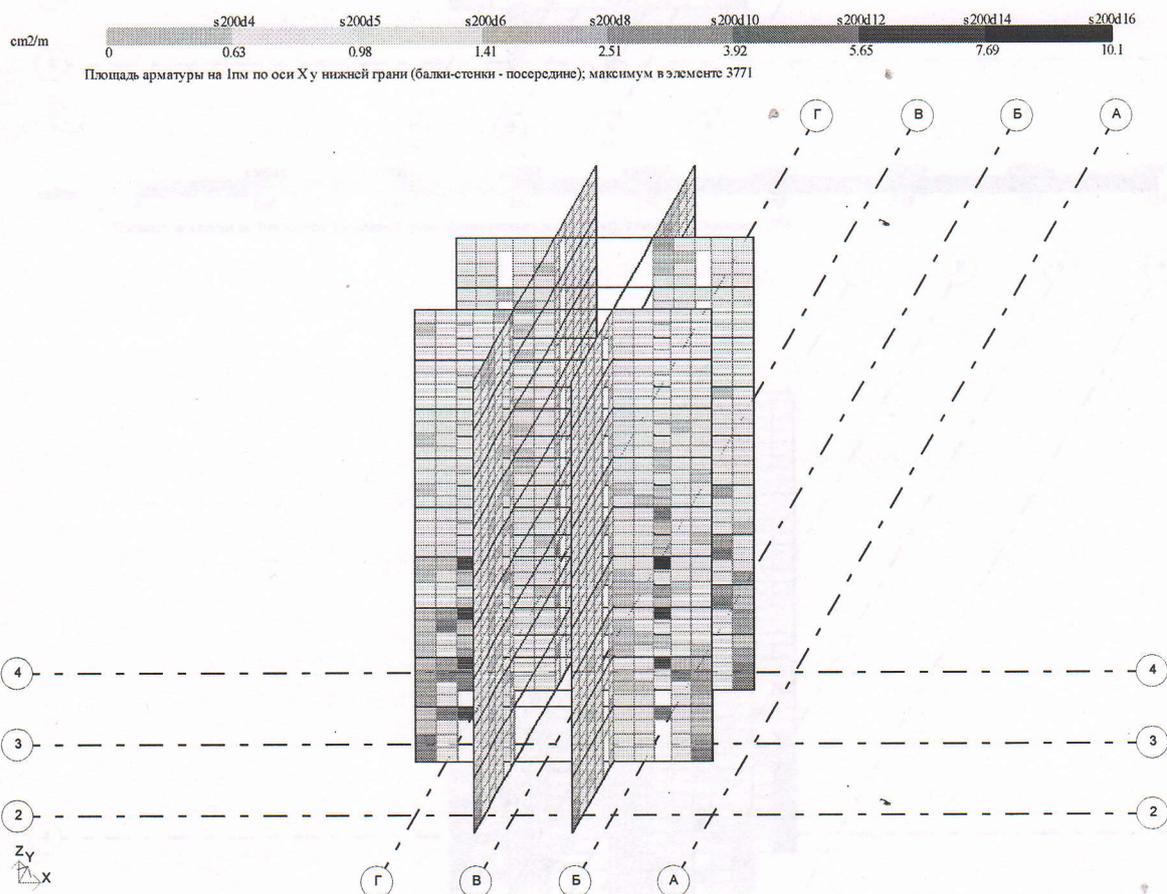
Стены подвала Ø20 АП/Ø20 АП/200/200

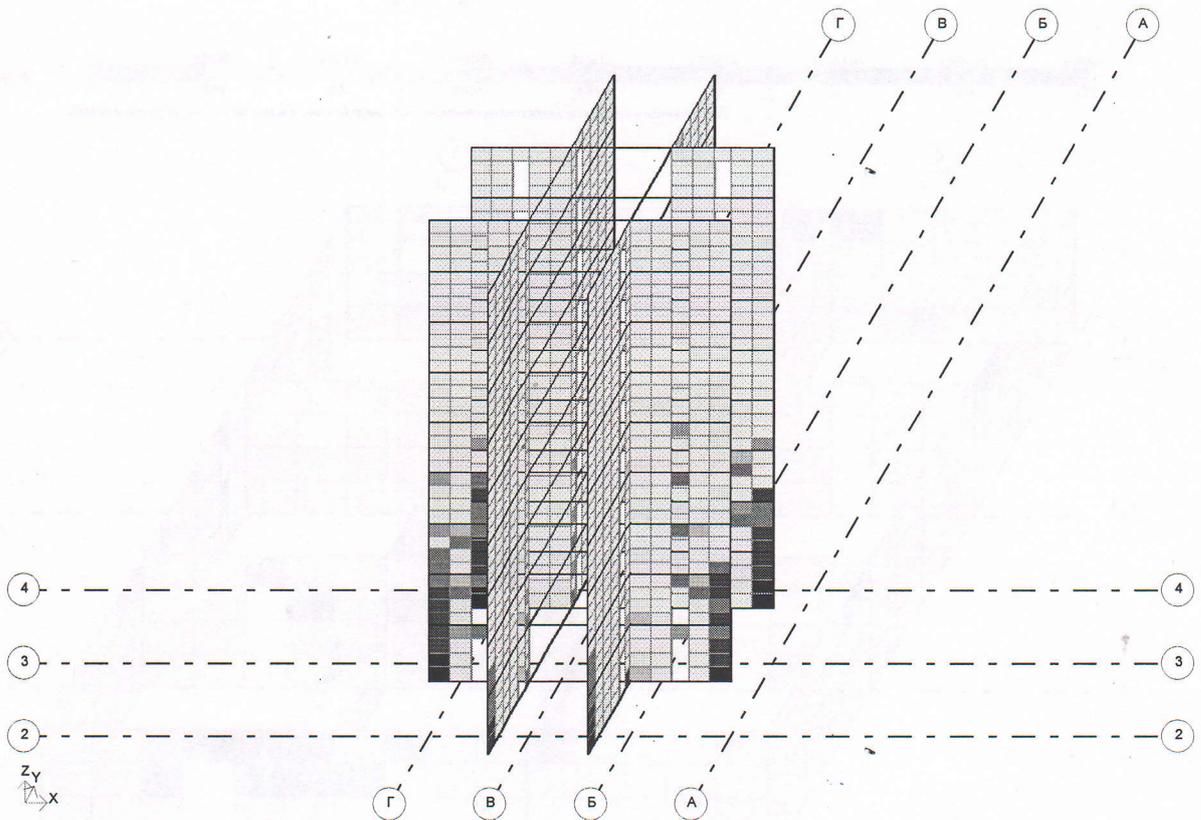
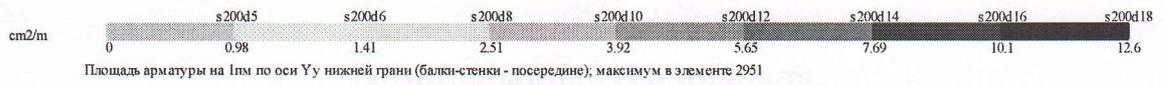
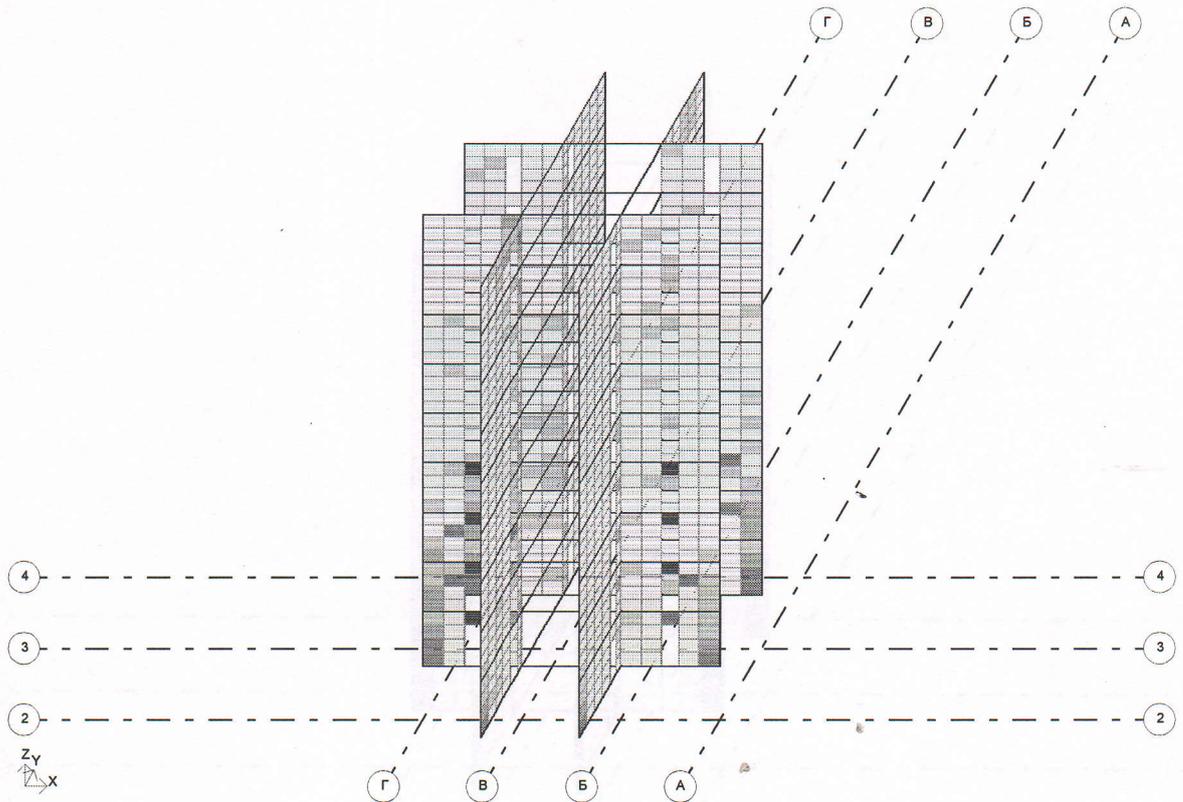
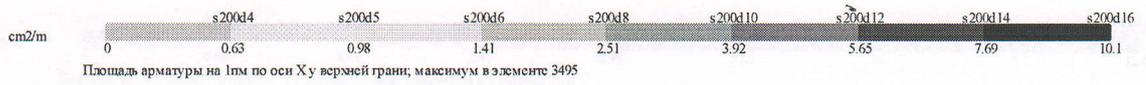
Фундаментная плита 18 АП/Ø16 АП/200/200

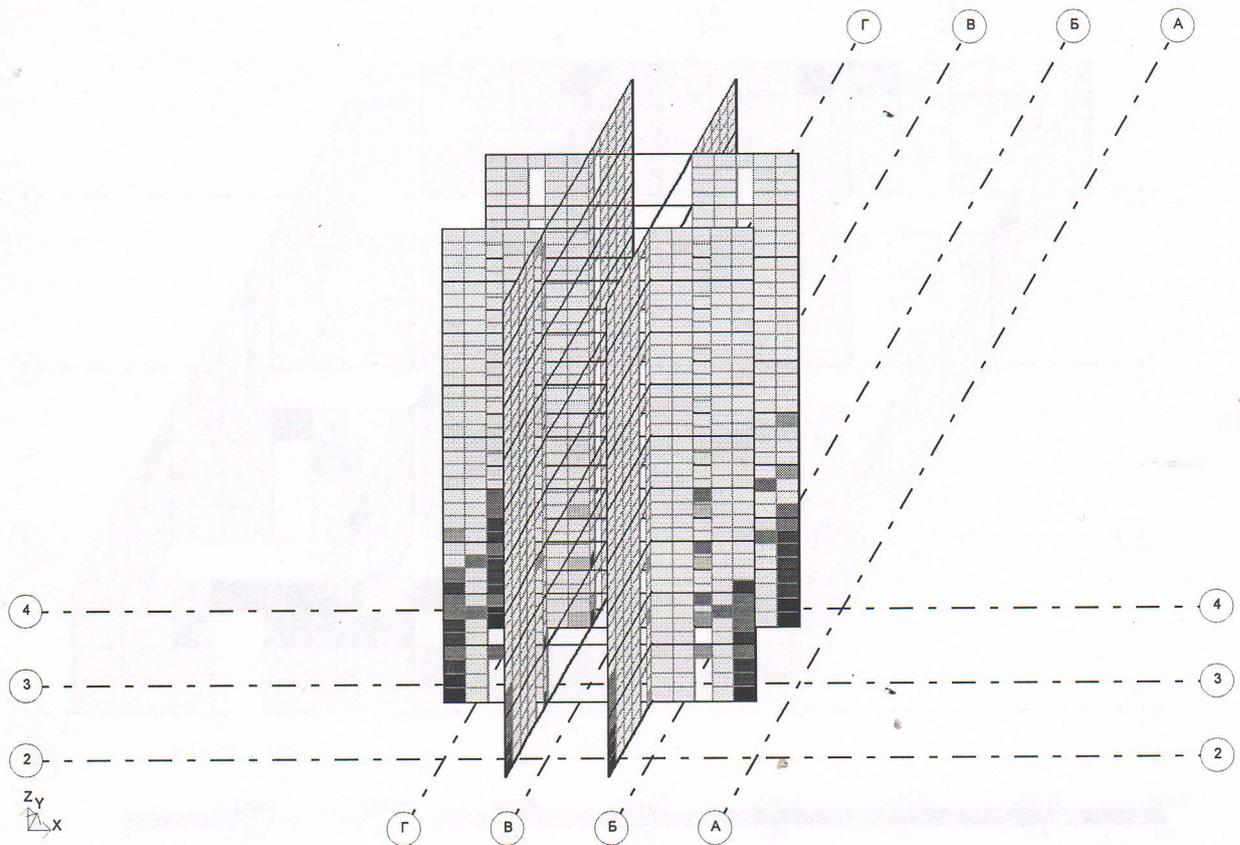
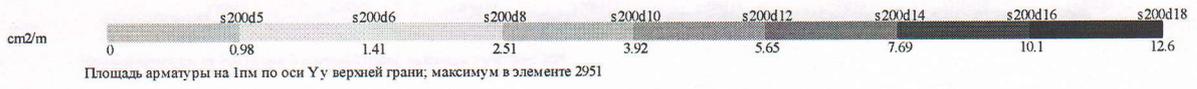
Максимальная деформация основания составляет 42,5 мм, не превышает нормативных требований.

Расчетное армирование диафрагм, колонн и ригелей сравнить с фактическим. При недостаточности армирования выполнить усиление несущих конструкций.

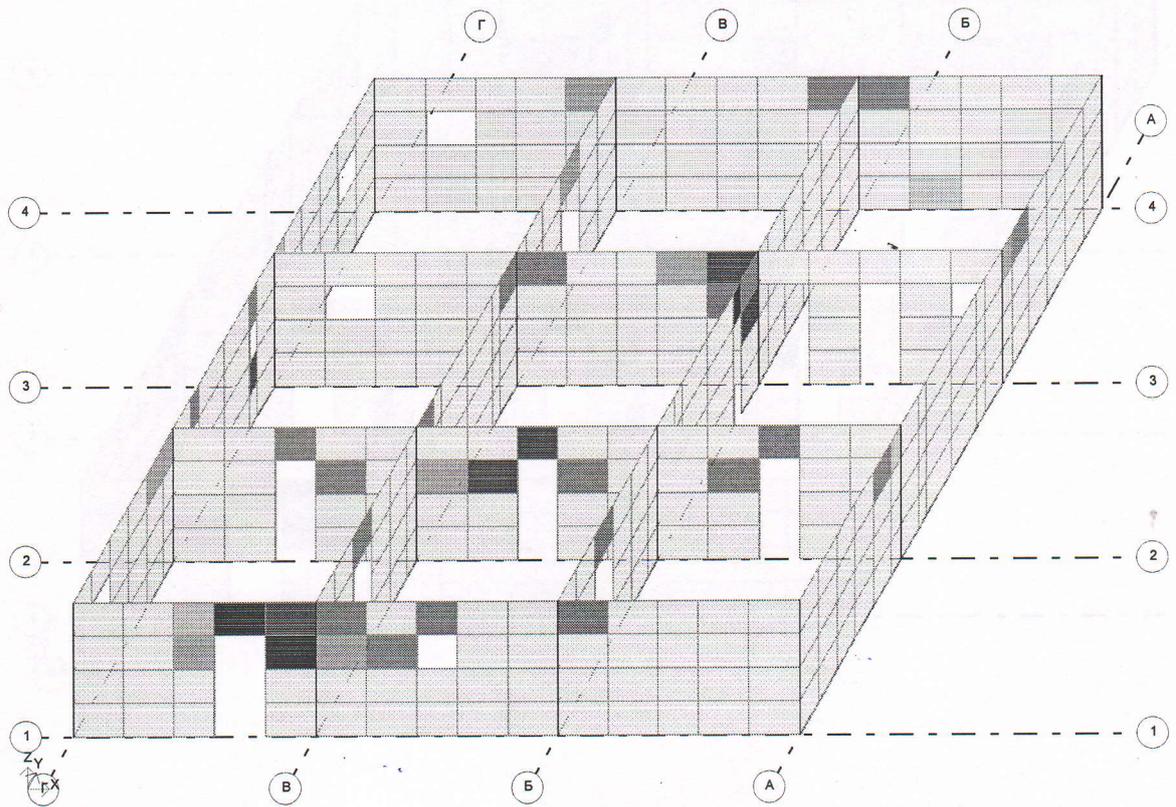
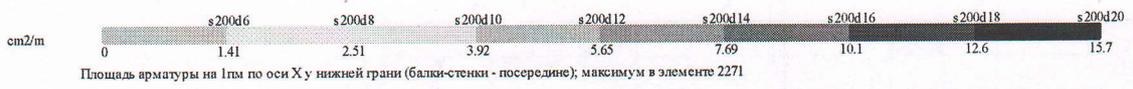
Результаты расчета. Армирование диафрагм.

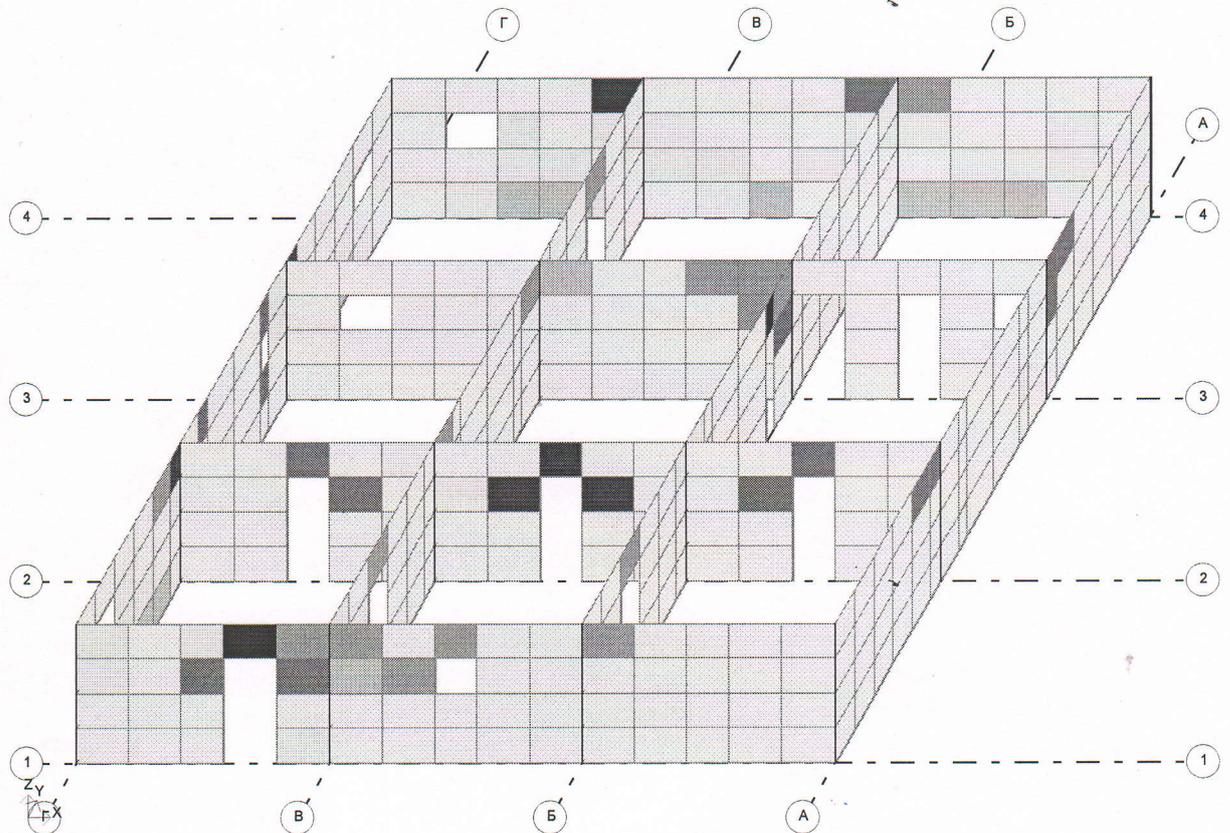
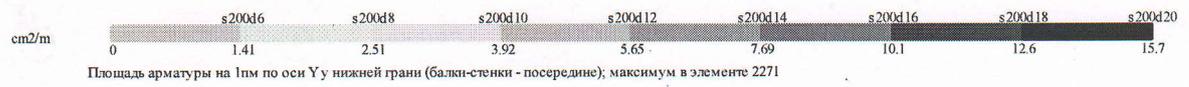
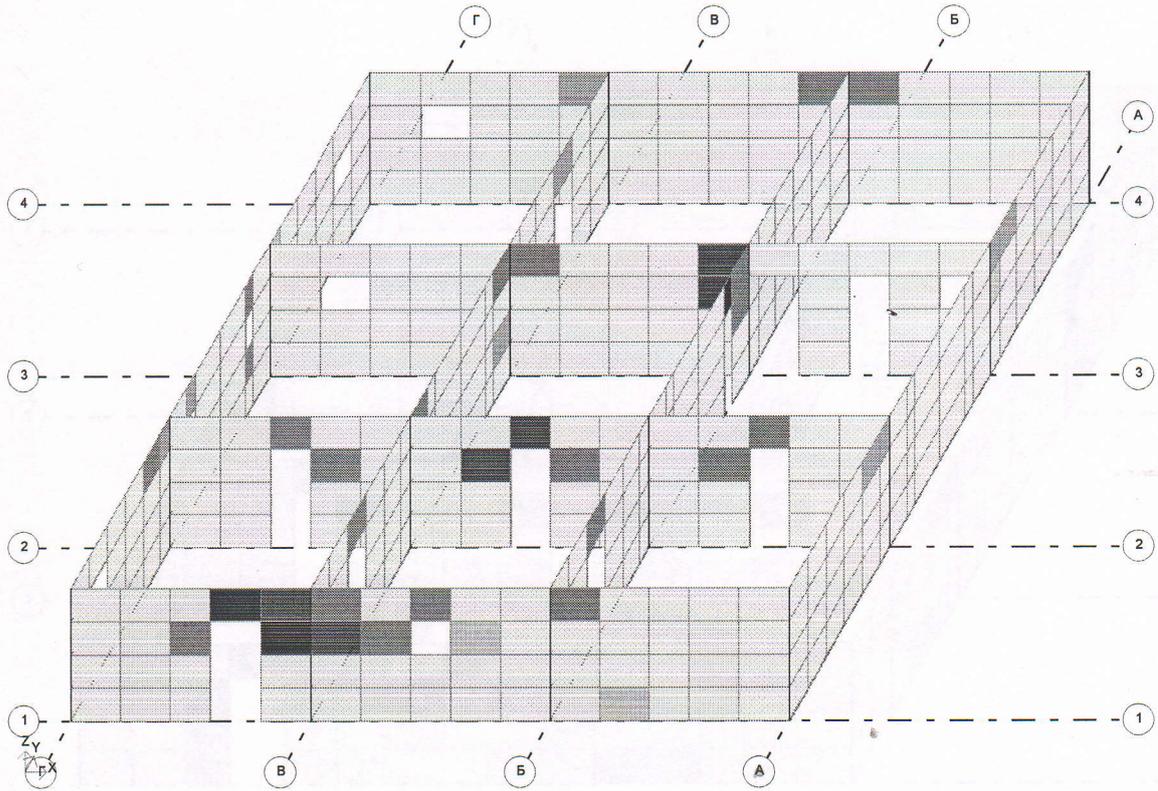
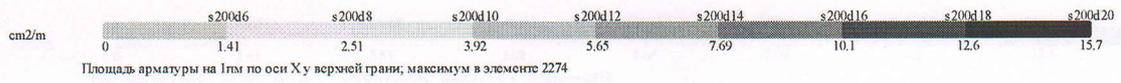


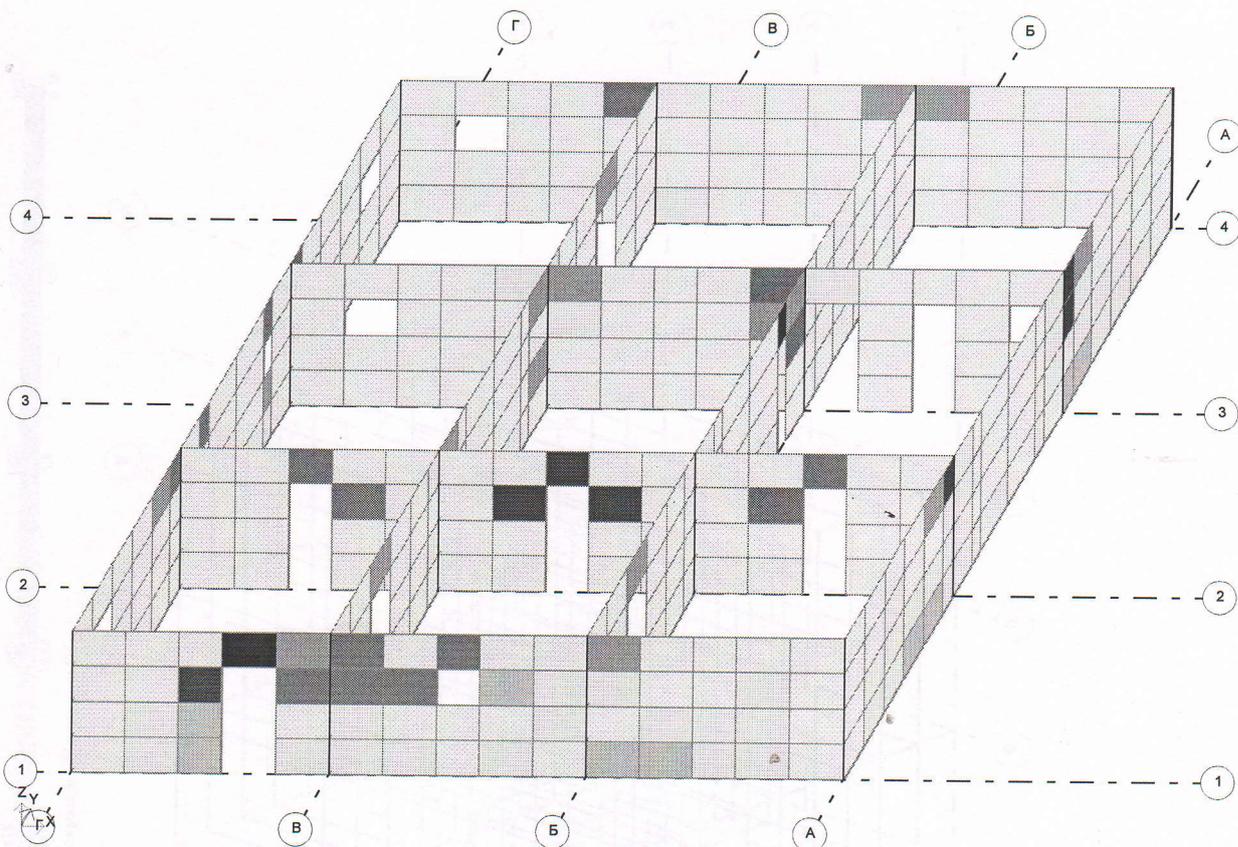
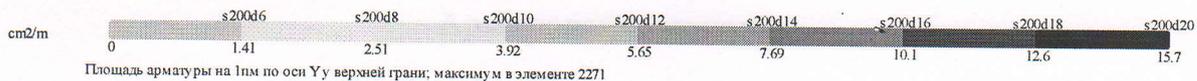




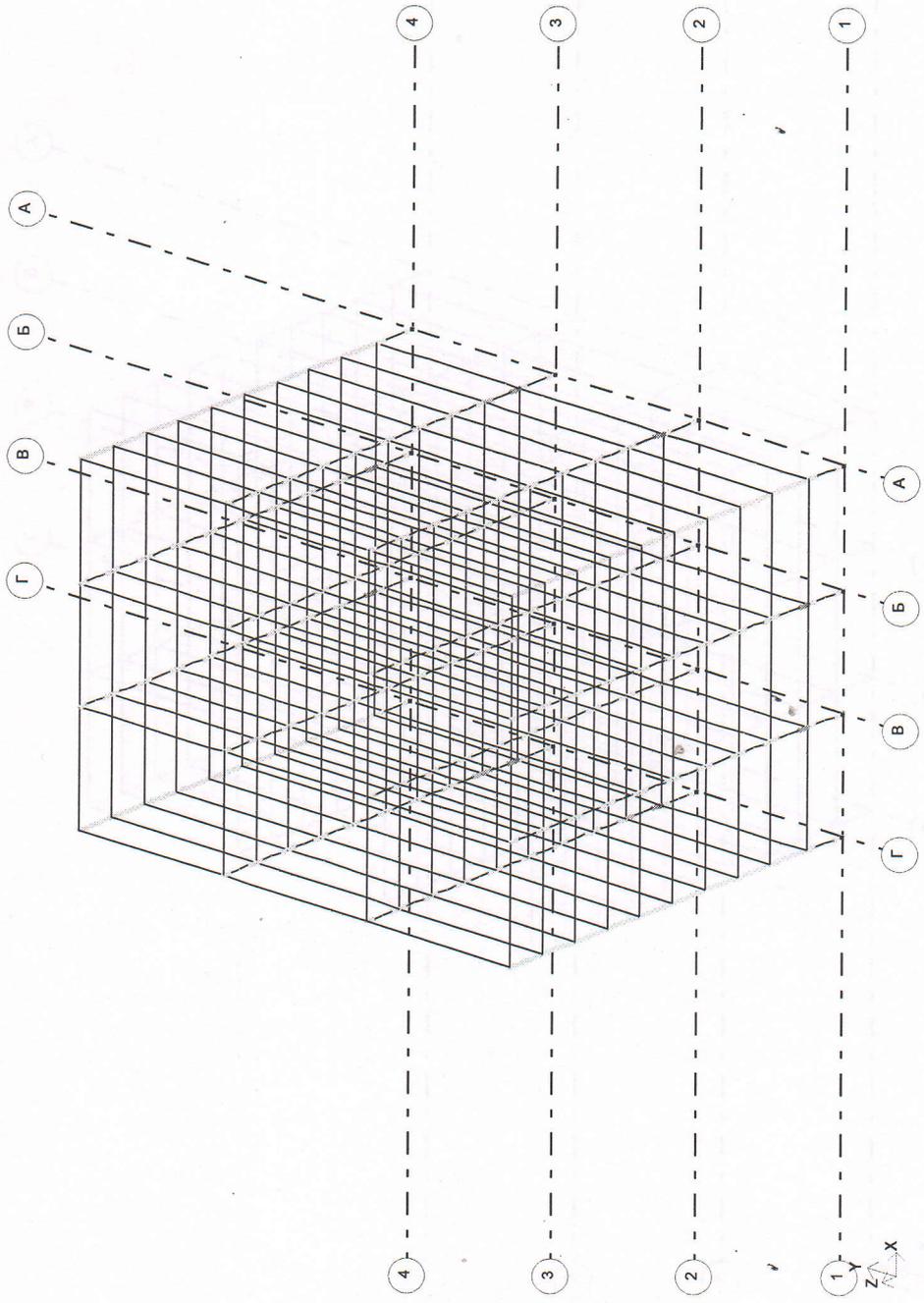
Армирование стен подвала.





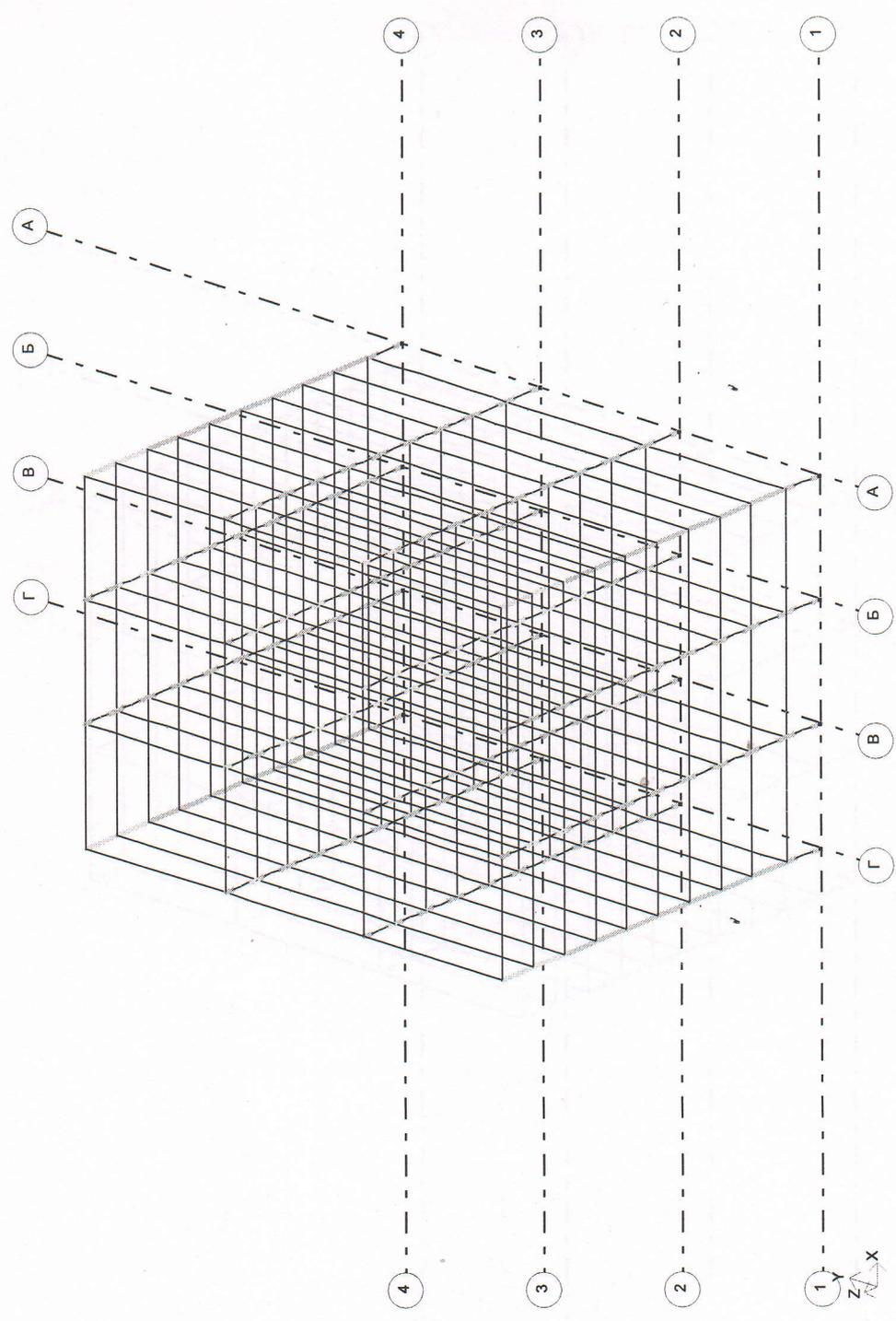


Армирование колонн.



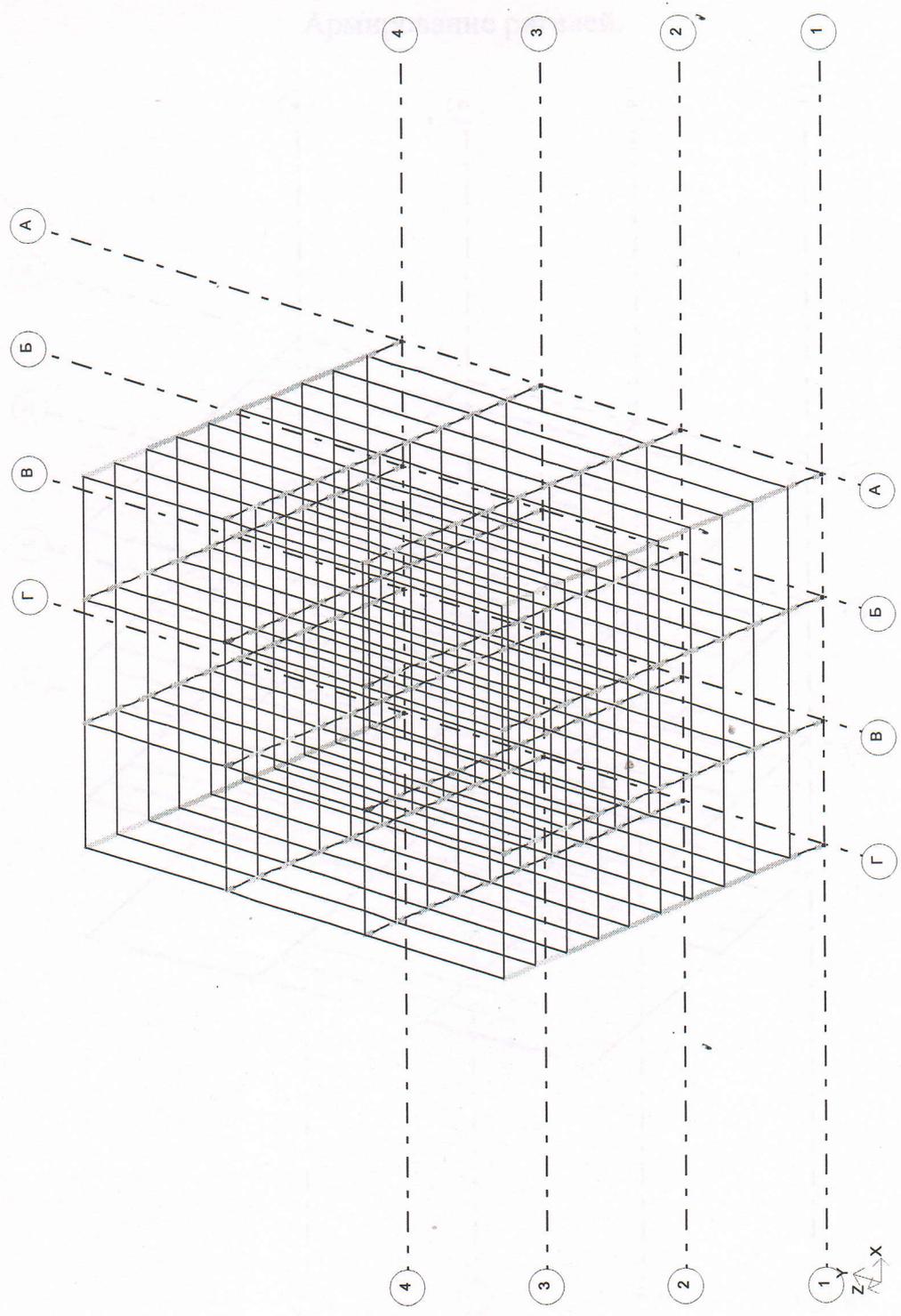


Площадь арматуры АSW1. Шаг 100 см. Симметричное армирование. Максимум 2.43 в элементе 84.

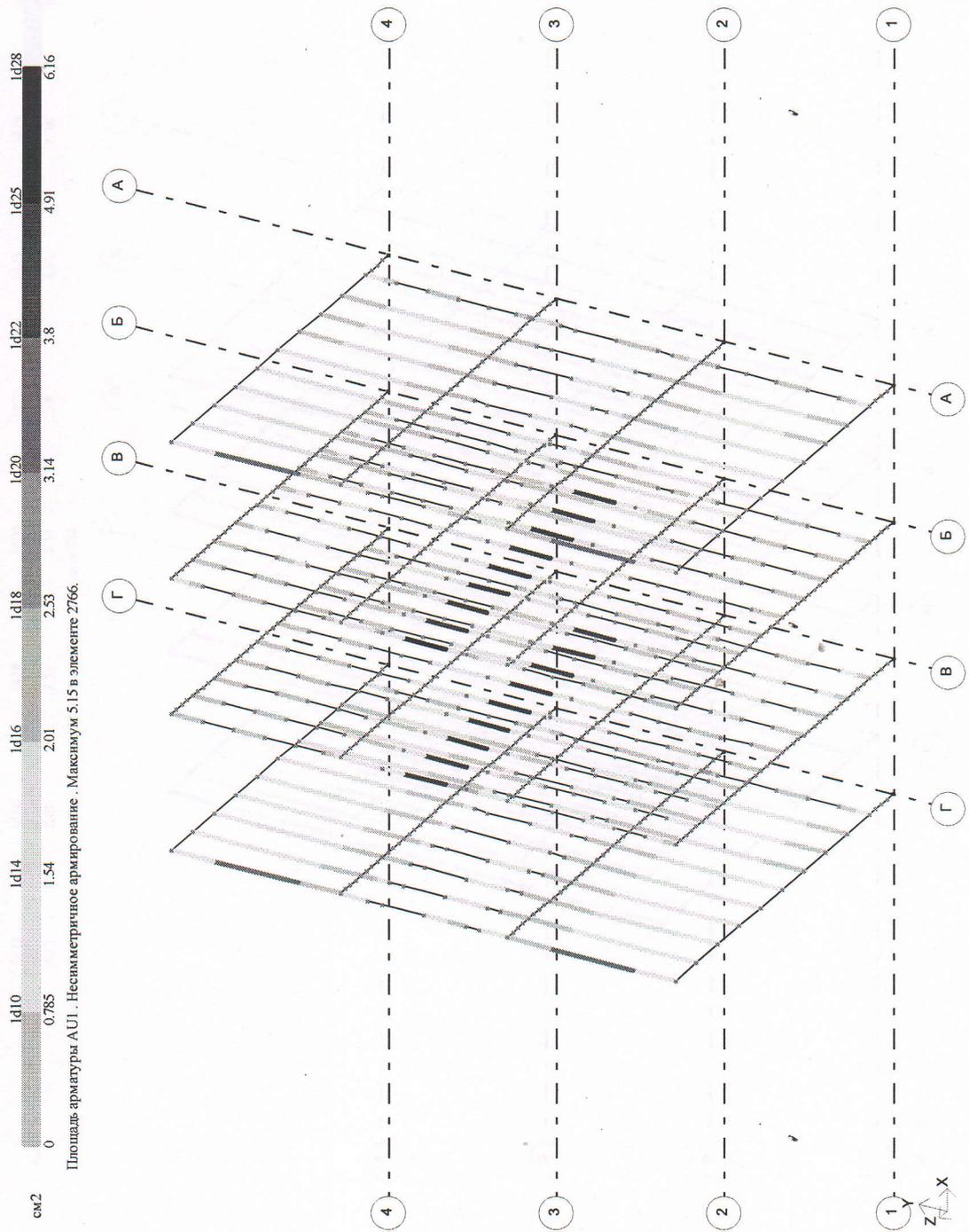




Площадь арматуры АSW2. Шаг 100 см. Симметричное армирование. Максимум 4,34 в элементе 84.

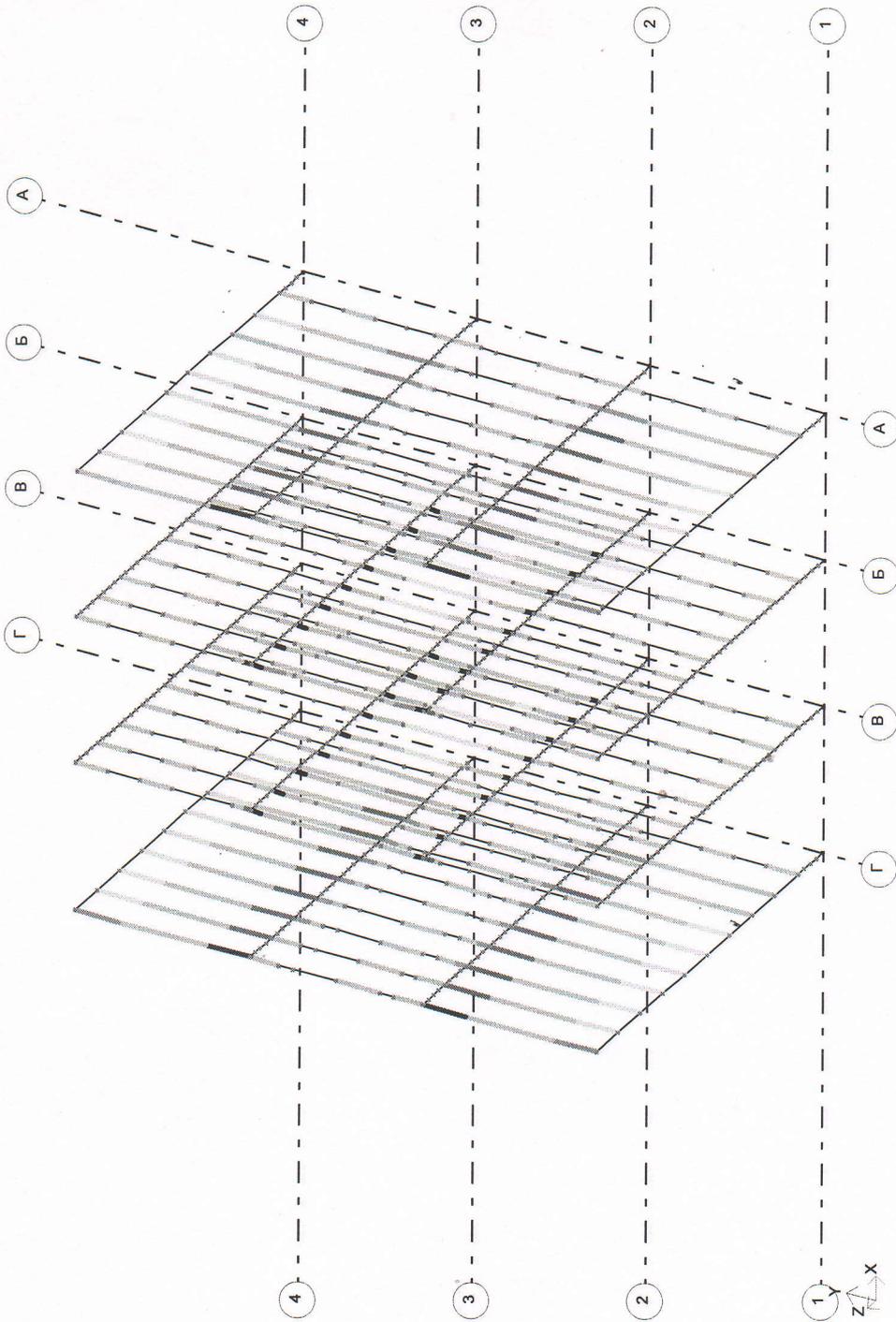


Армирование ригелей.



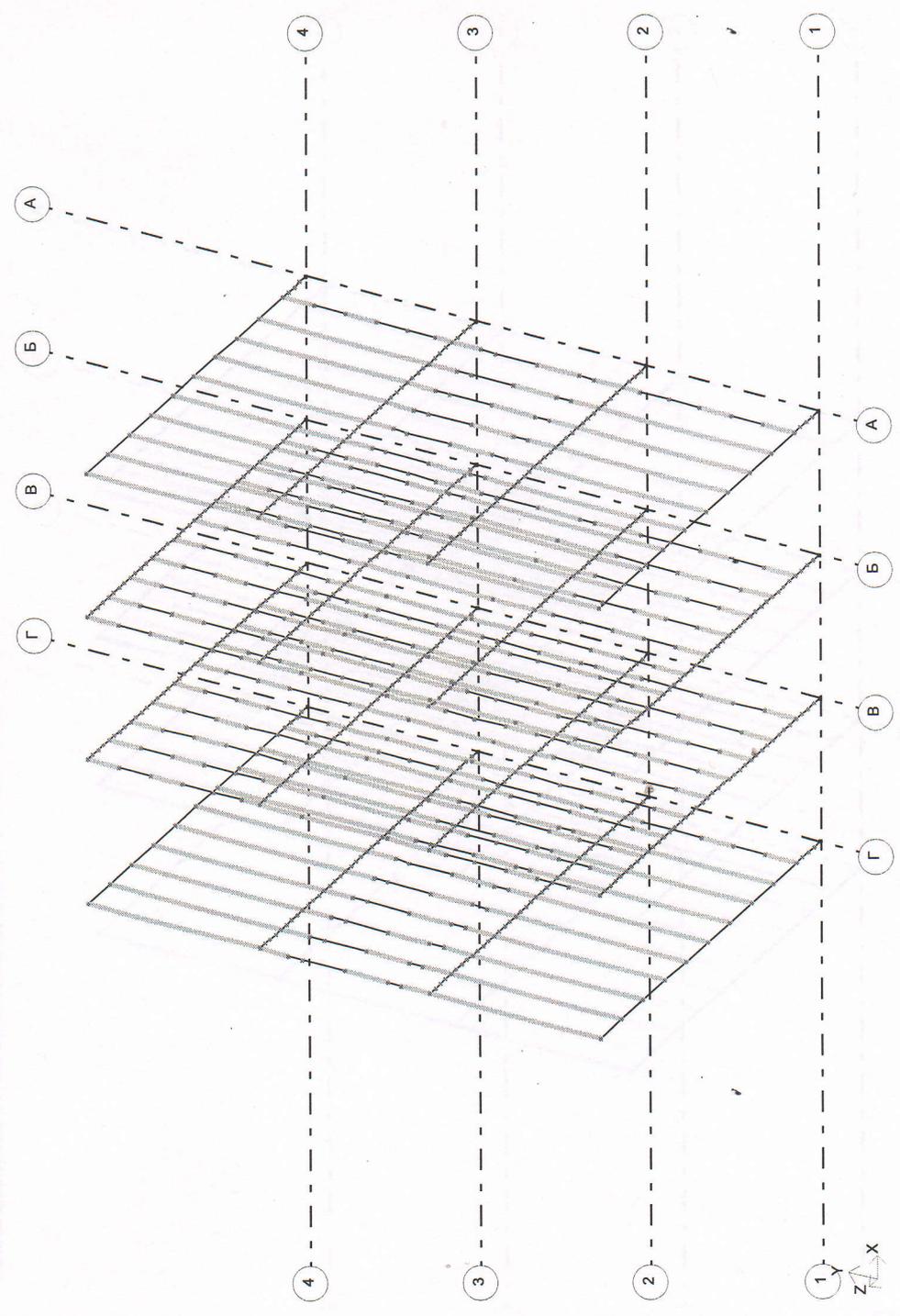


Площадь арматуры АУ3. Несимметричное армирование. Максимум 8.04 в элементе 234.



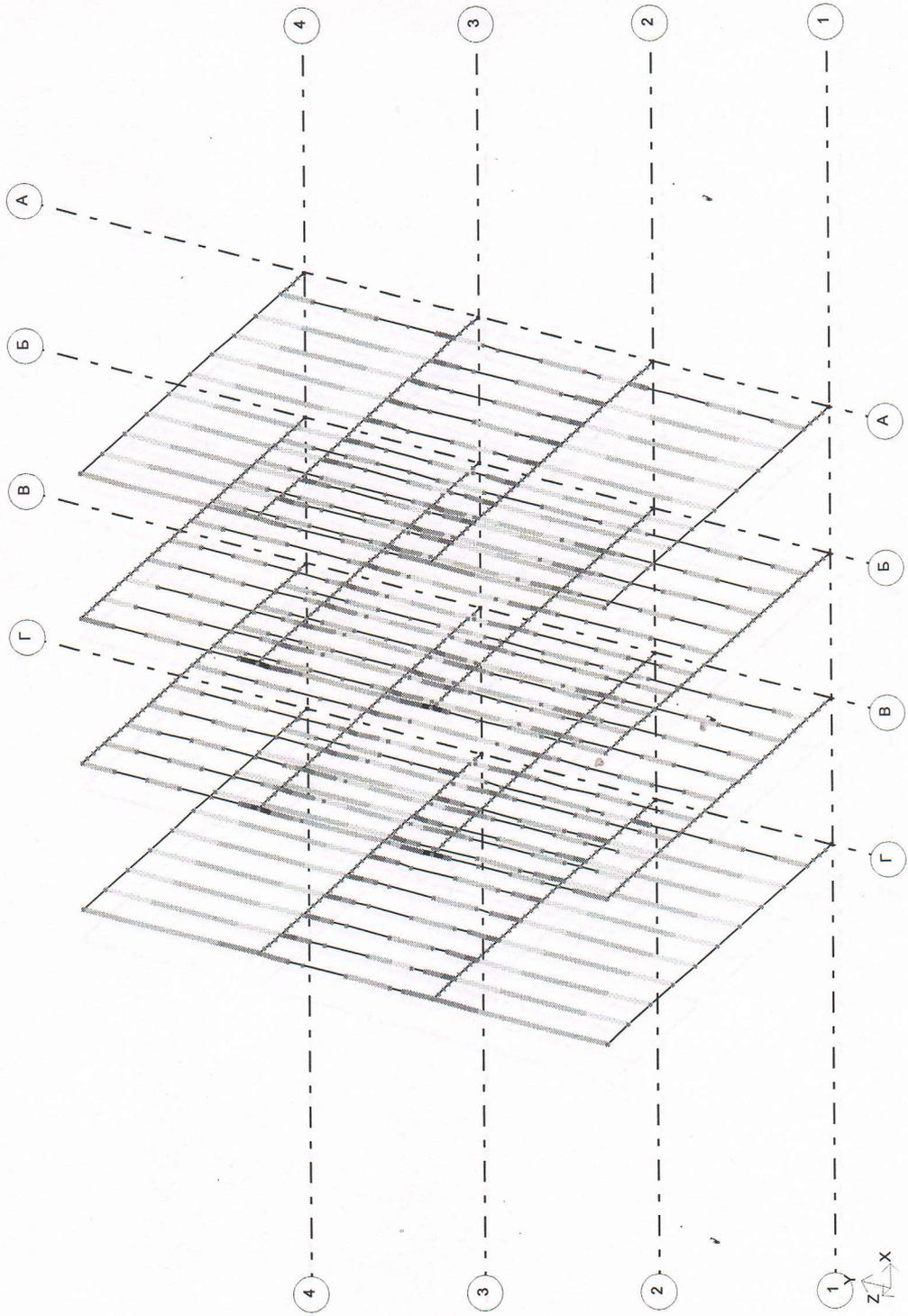


Площадь арматуры AS2. Несимметричное армирование. Максимум 0.85 в элементе 2765.



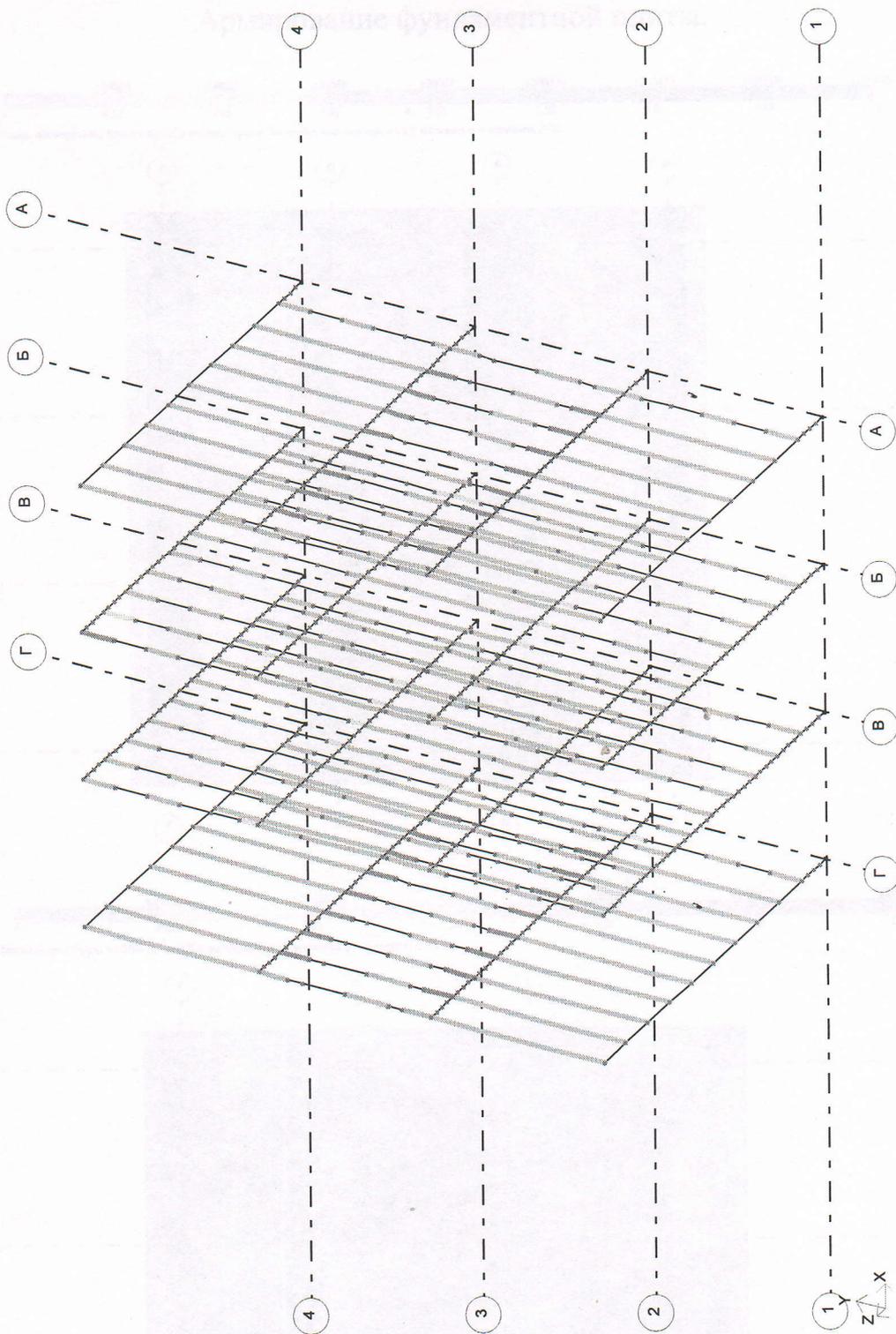


Площадь арматуры ASW1. Шаг 100 см. Несимметричное армирование. Максимум 8.22 в элементе 2765.

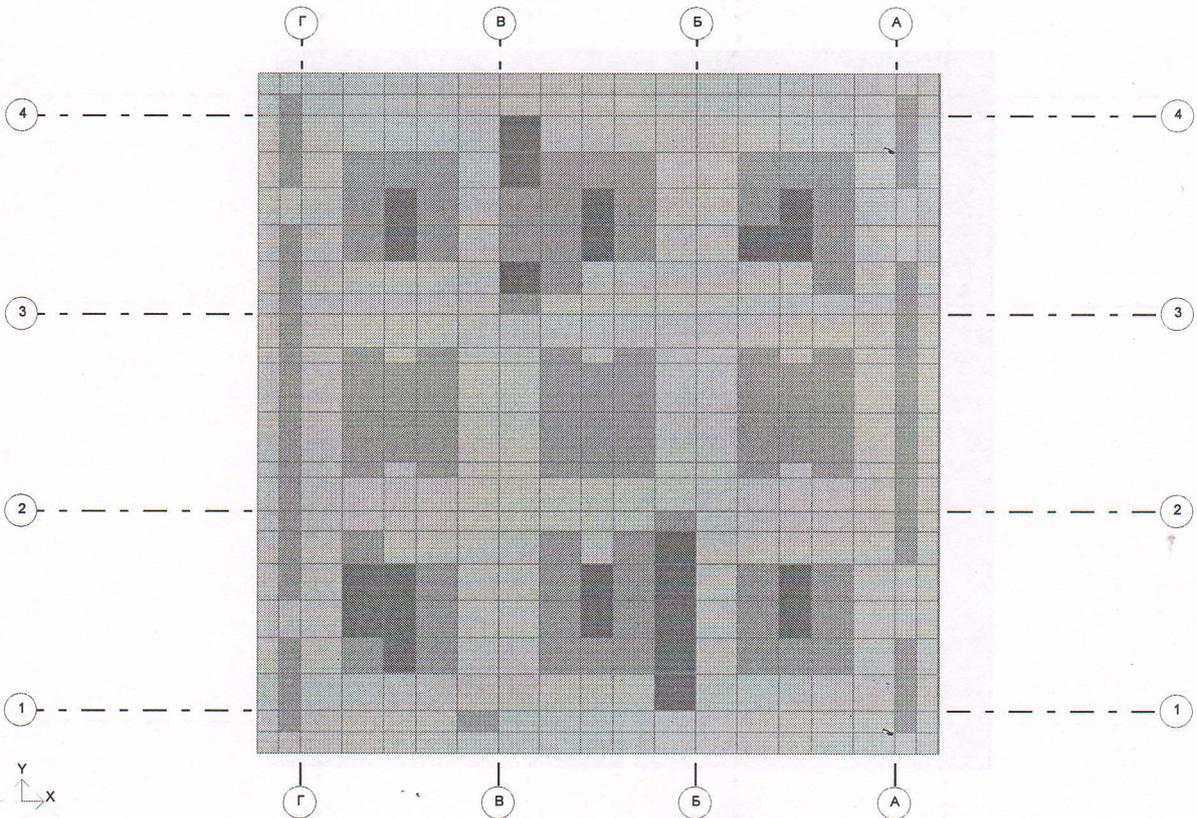
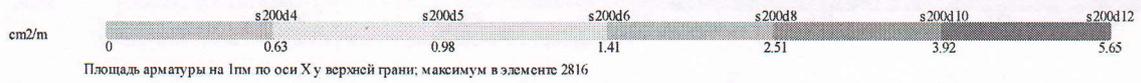
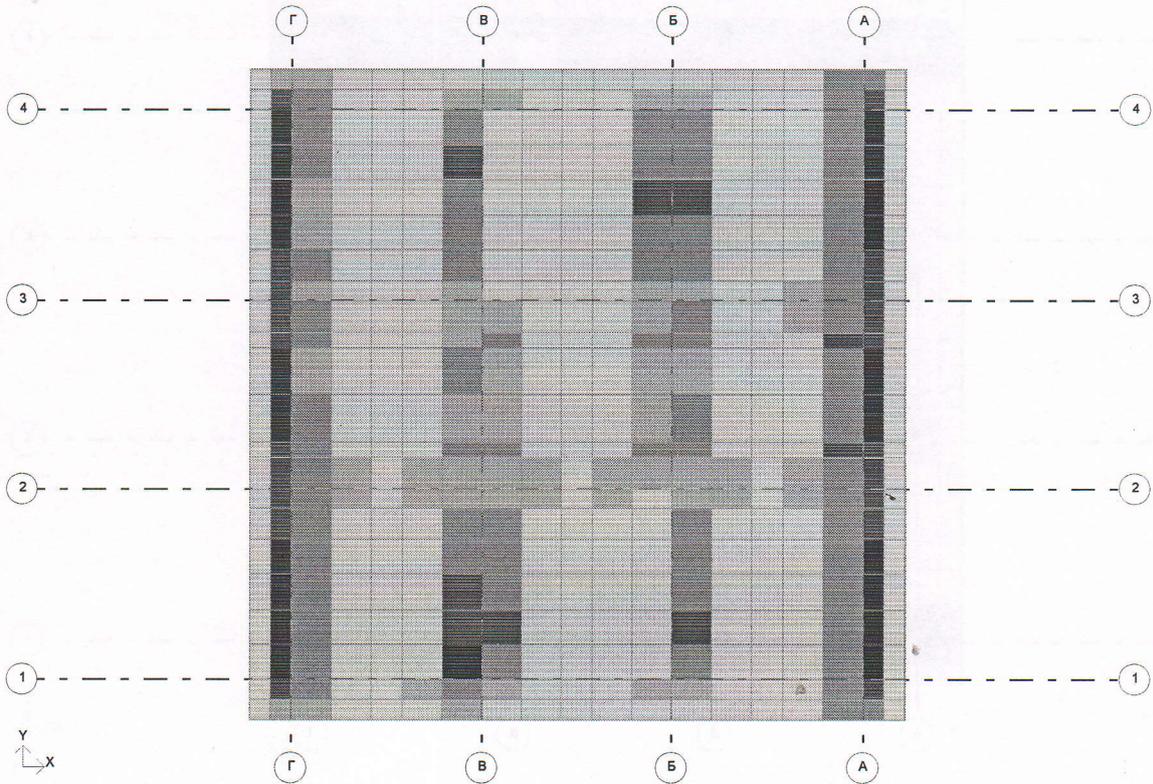
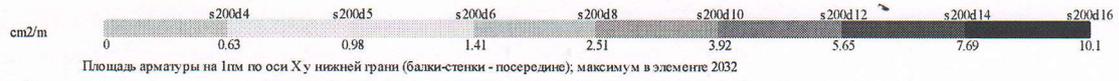


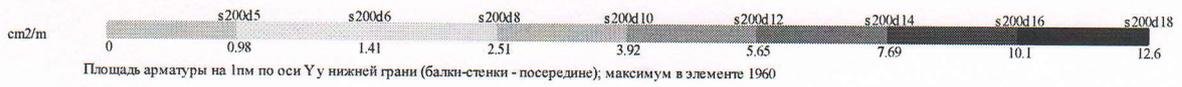


Площадь арматуры А5W2. Шаг 100 см. Несимметричное армирование. Максимум 3.38 в элементе 1512.

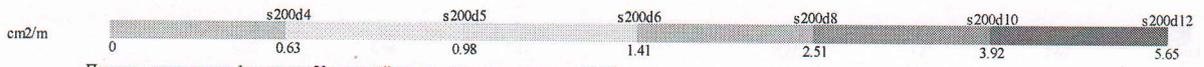
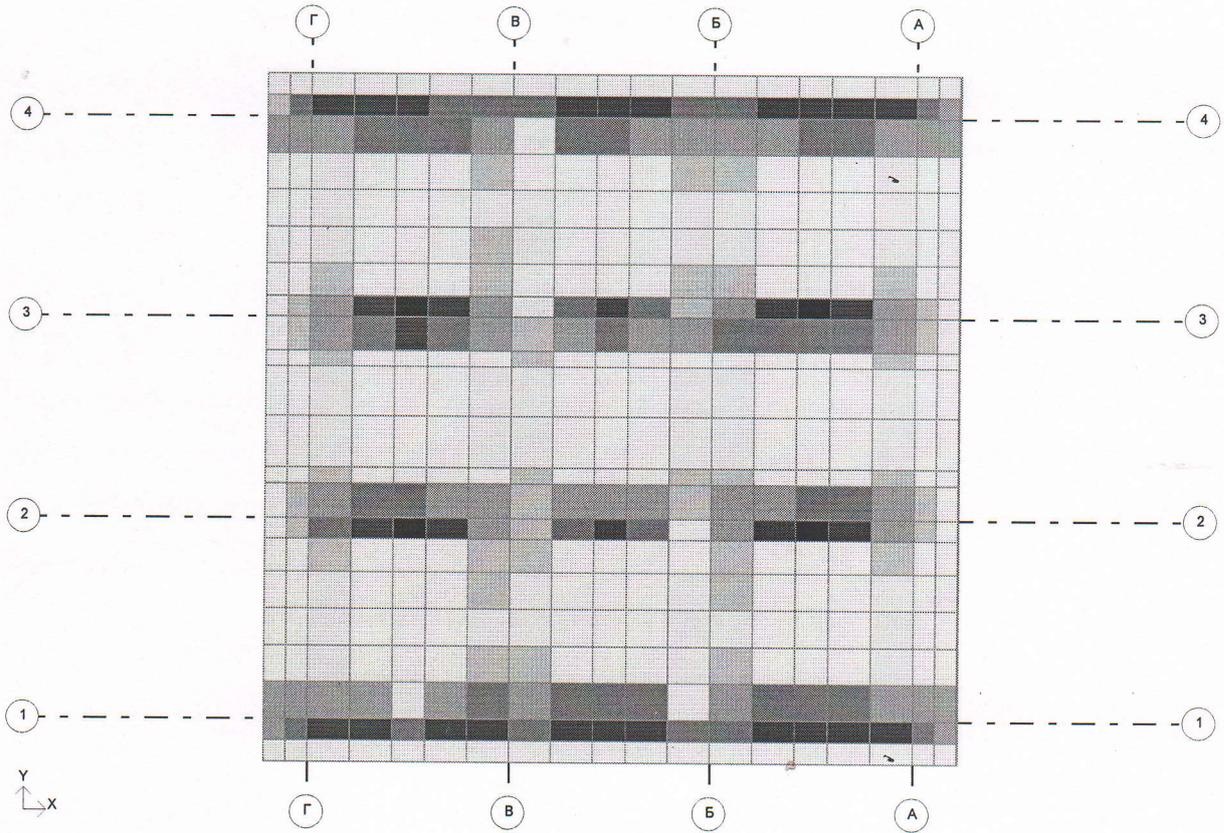


Армирование фундаментной плиты.

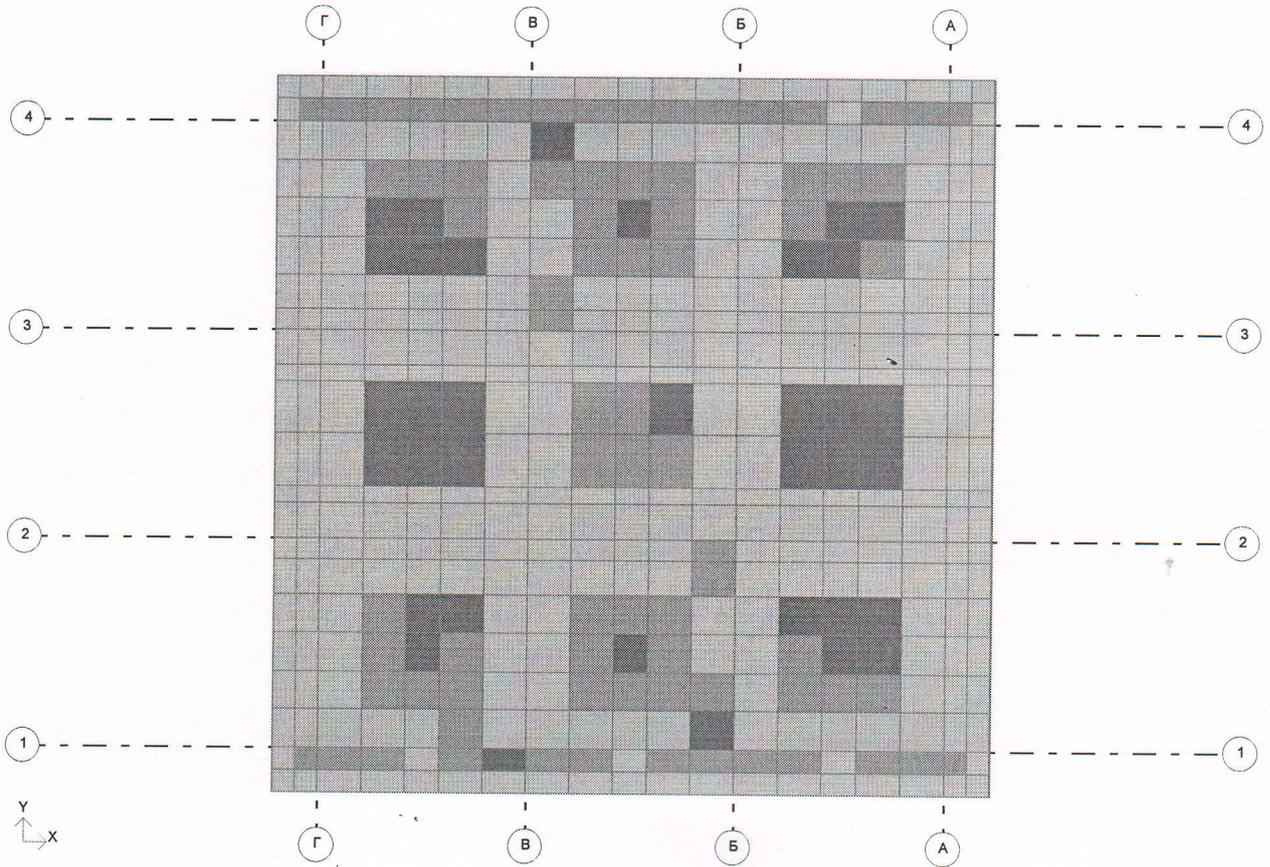




Площадь арматуры на 1м по оси Y у нижней грани (балки-стенки - посередине); максимум в элементе 1960

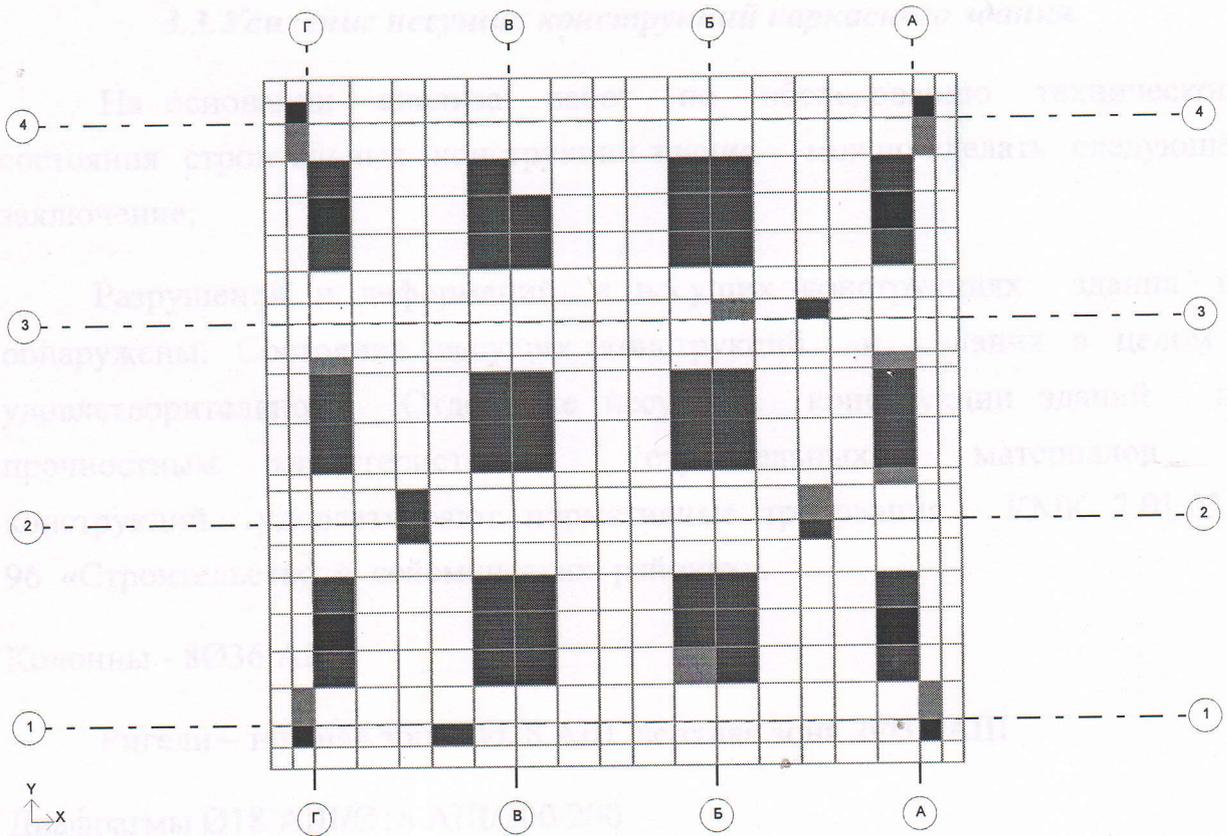


Площадь арматуры на 1м по оси Y у верхней грани; максимум в элементе 2837

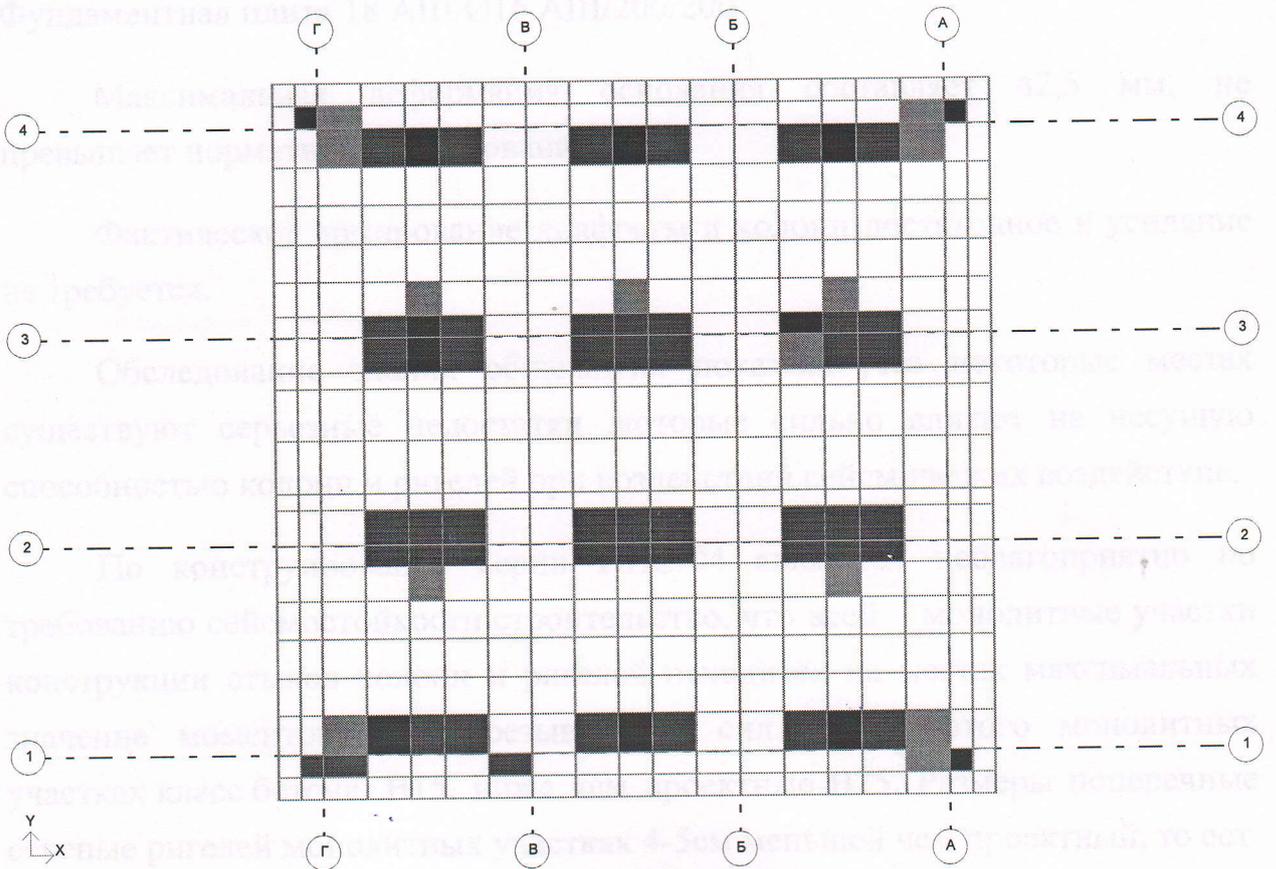




Площадь поперечной арматуры вдоль оси X при шаге 100 см; максимум в элементе 1970



Площадь поперечной арматуры вдоль оси Y при шаге 100 см; максимум в элементе 1966



3.3. Усиление несущих конструкций каркасного здания.

На основании анализа работ по обследованию технического состояния строительных конструкций здания можно сделать следующее заключение:

Разрушений и деформаций в несущих конструкциях здания не обнаружены. Состояние несущих конструкций и здания в целом - удовлетворительное. Отдельные несущие конструкции зданий по прочностным характеристикам строительных материалов и конструкций удовлетворяют нормативные требования КМК 2.01.03 – 96 «Строительство в сейсмических районах».

Колонны - 8Ø36 АП

Ригели – нижняя зона 2Ø28 АП, верхняя зона 2Ø32 АП

Диафрагмы Ø18 АП/Ø18 АП/200/200

Стены подвала Ø20 АП/Ø20 АП/200/200

Фундаментная плита 18 АП/Ø16 АП/200/200

Максимальная деформация основания составляет 42,5 мм, не превышает нормативных требований.

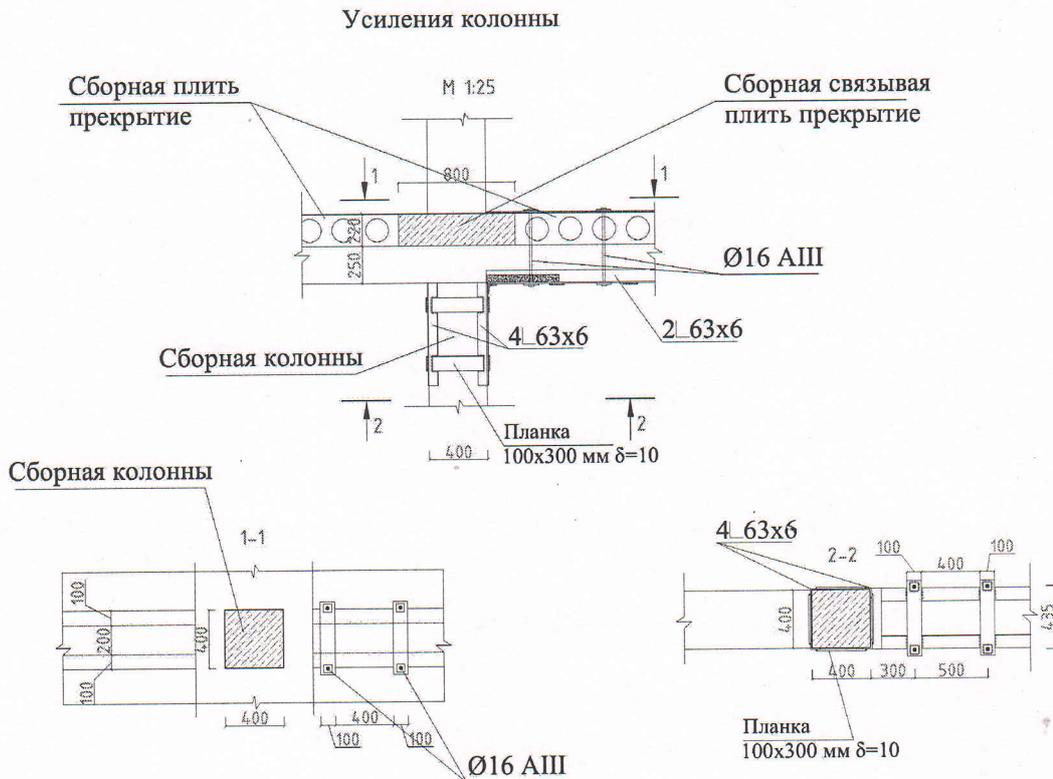
Фактическое армирование диафрагм и колонн достаточное и усиление не требуется.

Обследование здания общежития показала, что в некоторых местах существуют серьезные недостатки, которые сильно влияют на несущую способность колонн и ригелей при воздействии сейсмических воздействий.

По конструированию серии ИИС-04 являются неблагоприятно по требованию сейсмостойкости строительство, что всей монолитные участки конструкции стыков колонн и ригелей находится на местах максимальных значений моментов и перерезывающих сил. Кроме этого монолитных участках класс бетона В15, ниже чем проектные В25. Размеры поперечные сеченые ригелей монолитных участках 4-5см меньшей чем проектный, то ест

высота ригеля монолитных участках меньше чем сборных ригелях. В сборных ригелях высота сечения составляют 470мм, по факту монолитных участках ригеля высота сечение составляют 430мм.

Когда эти недостатки учитывали расчёта здание на сейсмические воздействия. По результатам расчёта получили монолитных ригелях нижней зоне 2Ø32 АIII и верхнее зоне 2Ø36 АIII. По факту на этих местах нижней зоне 2Ø28 АIII и верхней зоны 2Ø32 АIII. Чтобы устранить этих дефектов разрабатывали конструкция усиление из металлических уголков. Конструктивное решение усиление монолитных стыковых участки показано рис.3.1.



Выводы по главе III.

В данной главе изложены результаты теоретических исследований, собственных колебаний каркасного здания. Разработанный метод расчета каркасного здания, основан на методе конечных элементов и дает возможность рассматривать рассчитываемое здание, как единый пространственной системой. Это позволяет более широко оценить напряженно – деформированное состояние поврежденных конструкций при статических и сейсмических нагрузках.

По результатам расчета получили монолитных участках ригелях нижней зоне 2032 АIII и верхнее зоне 2036 АIII. По факту на этих местах нижней зоне 2028 АIII и верхней зоны 2032 АIII.

Чтобы устранить этих недостатки разрабатывали конструкция усиление из металлических уголков (см.рис.3.1.)

Заключение.

Надежная эксплуатация здания возможна при условии выполнения рекомендуемых необходимых мероприятий в процессе разработки проекта реконструкции.

1. Девяти этажные дома серии 111 запроектированы на основе известной серии каркасно-панельных домов ИИС-04;

2. При выполнении строительное - монтажных работ водоносных систем (отопление, водоснабжение и канализация) предусмотреть возможность их ревизии на всех участках в процессе эксплуатации зданий.

3. На отметке 30.800 имеются ограждения из металлических конструкций с заполнением легкими бетонными плитами, устроенные в вертикальном положении. На момент обследования в теле бетонных плит выявлены многочисленные трещины и сколы. Рекомендуем демонтировать металлическую конструкцию ограждения крыши.

4. Устройство мансардного этажа вполне возможна при использовании легких несущих конструкций которые не окажут отрицательного влияния на несущую способность конструкций здания. Рекомендуем ограничить нагрузку от мансардного этажа на плит покрытия 9-го этажа не более 450 кгс/м^2 .

5. По результатам расчета получили монолитных ригелях нижней зоне 2Ø32 АIII и верхнее зоне 2Ø36 АIII. По факту на этих местах нижней зоне 2Ø28 АIII и верхней зоны 2Ø32 АIII.

6. Чтобы устранить этих недостатки разрабатывали конструкция усиление монолитных участки стыков между колонны с ригелем из металлических уголков.

Литература.

1. Постановления Президента Республики Узбекистан от 17 мая 2006 года под №ПП-325 «О развитии сферы услуг и сервиса в 2006-2010 годах»
2. Учебное пособие по изучению произведения Президента Республики Узбекистан Ислама Каримова «Мировой финансово-экономический кризис, пути и меры по его преодолению в условиях Узбекистана». Т.: «Экономика», 2009.-114 с.
3. И.А.Каримов Наша главная задача – дальнейшее развитие страны и повышение благосостояния народа. Т.: «Узбекистан», 2010.-72 с.
4. С.В.Поляков Сейсмостойкое конструкции зданий. Издание второе. М., «Высш. школа», 1983. 304 с.
5. С.В.Поляков Последствия сильных землетрясений. М., «Стройиздат», 1978. 312 с.
6. С.В.Поляков, Л.Ш.Килимник, А.В.Черкашин Современные методы сейсмозащиты зданий. М., «Стройиздат», 1988. 320 с.
7. А.Б.Ашрабов и др. Проектирование, возведение и восстановление зданий в сейсмических районах. Т., «Узбекистан», 1968. 481 с.
8. К.С.Абдурашидов, Колебания и сейсмостойкость промышленных сооружений. Т., «Фан», 1989. 76 с.
9. А.И. Бедов, А.И. Габитов «Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций». Уч. пособие, М., 2006г.
10. А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко Реконструкция зданий и сооружений. Под ред. А.Л. Шагина: Учебное пособие для строит. вузов. – М., «Высш. школа», 1991.-352с.:ил.
11. О.В.Лужин и др. Обследование и испытание сооружений. М., «Стройиздат», 1987. 264 с.
12. А.И.Мартемьянов, Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах. М., «Стройиздат», 1985. 256 с.
13. А.И.Мартемьянов, Инженерный анализ последствий землетрясений 1946-1966 г.г. в Ташкенте. Т., «Фан», 1969, стр. 193-195.
14. М.Д. Бойко, А.И. Мураховский, В.З. Величкин и др. Техническое обслуживание и ремонт зданий и сооружений. Справ. пособие / Под ред. М.Д. Бойко. – М.: Стройиздат, 1993. – 208 с.
15. Корчинский И. Л., Бороздин Л. А. и др. Сейсмостойкое строительство зданий. — М.: Высшая школа, 1971.

16. Руководство. Проектирование сейсмостойких зданий. Том 3. Под редакцией проф. Полякова С. В. — М.: СН, 1971.
17. Васильев А. П., Быченков Ю. П., Тябликов Ю. Е. Прочность стыков и узлов железобетонных каркасов многоэтажных зданий при нагрузках типа сейсмических. / Бетон и железобетон, № 8, 1986.
18. Meier H. CFK — Schubverstärkungselemente. Si+A Heft, Nr.43, 1998.
19. Шилин А. А., Пшеничный В. А., Картузов Д. В. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами. — М.: Стройиздат, 2004, 144с.
20. КМК 2.03.01-96 «Бетонные и железобетонные конструкции»
21. КМК 2.01.03-96 «Строительство в сейсмических районах»
22. КМК 2.03.07-98 «Каменные и армокаменные конструкции»
23. КМК 2.03.10-95 «Крыши и кровли»
24. КМК 2.01.07-96 «Нагрузки и воздействия»
25. КМК 2.03.01-96 «Бетонные и железобетонные конструкции»
26. КМК 2.08.01-94 «Противопожарные нормы»
27. КМК 2.01.01-94 «Климатические и физико-геологические данные для проектирования»
28. Леденев В.И., В.В. Леденев, «Усиление конструкций при реконструкции» Тамбов, ТИХМ, 1991-104с
29. Рахимов Б.Х, Касимова С.Т, Шоджалилов Ш.Ш, «Бино ва иншоотлар реконструкцияси». Тошкент 2000 й.
30. Я.Д. Гильман «Усиление и восстановление зданий на лессовых просадочных грунтах». М.- Стройиздат, 1989-160с
31. Мартемьянов А.И. Инструментальный метод оценки эффективности работ по восстановлению зданий «Строительство и архитектура Узбекистана», 1968, №1.
32. Временные указания по контролю и оценке прочности, жесткости и трещина стойкости железобетонных изделий и конструкций неразрушающими методами (СН 417-70). М., Стройиздат, 1971.
33. Рекомендации по проведению по операционного контроля качества при изготовлении и изготовленных бетонных и железобетонных изделий неразрушающими методами. М., 1970

34. Копыщик Т. И. Исследование экономической эффективности антисейсмического усиления зданий. Автореферат. М., 1970.
35. Поляков С В., Мусиенко В Л., Исследование жесткости каркасной стены со сплошным заполнением. – В кн.: Сейсмостойкость сборных крупнопанельных зданий. М., Госстройиздат, 1984.
36. Поляков С. В. и др. Проектирование сейсмостойких зданий. М., Стройиздат, 1971.
37. Абдурашидов К.С. Натурные исследования колебаний зданий и сооружений и методы их восстановления. Ташкент, ФАН, 1975
38. Николаев И.И. Проектирование железобетонных конструкций зданий для строительства в сейсмических районах.- Т., 1991 г.
39. Айзенберг Я.М., Нейман А.И. Оценка сейсмостойкости сооружений и экономической целесообразности их восстановления после землетрясения «Строительная механика и расчет сооружений», 1974, №4.
40. В.А. Харитонов, В.А. Шолохов Организация восстановительных работ после землетрясения. М. Стройиздат. 1986
41. Асамов Х. Пути сокращения ущерба от землетрясений и ускоренной ликвидации их последствий.-Ташкент: ФАН, 1983
42. Городецкий А.С. и др. Программный комплекс ЛИРА-Windows для расчета и проектирования конструкций на персональных компьютерах. Киев, 1997 г. 110 стр.
43. Завриев К.С. Сейсмостойкость. Тбилиси, «Сабчота Сакартвелло », 1973.
44. КМК 3.07.01-98. Правила безопасности при проведении обследований жилых, общественных и промышленных зданий для проектирования капитального ремонта. Ташкент 1999 г.
45. Барабаш М.С., Гензерский Ю.В., Марченко Д.В., Титок В.П. Лири 9.2 Примеры расчета и проектирования. Учеб. Пособие – К. Факт. 2005 стр 138.
46. Тетиор А.Н., Померанцев В.Н. Обследование и испытания сооружений – К., 1988 г.
47. Физдель И.А. Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения – М., 1987 г.
48. Сейсмостойкое строительство зданий. Под. ред. И. Л. Корчинского. Учеб. пособие для вузов. М., «Высш. школа», 1971. 320 с.
49. Реконструкция и капитальный ремонт жилых и общественных зданий: Справочник производителя работ / В.Л. Вольфсон и др. – 1999г.

50. Черкашин А.В., Цапко Н.П., Жусулбеков Т. Изучение работы модели сплошной диафрагмы при горизонтальных нагрузках // Сейсмостойкое строительства: Экспресс-информ./ВНИИИС. Сер.14.-1983. Вып.1.
51. Голов Г.И. «Демонтажные работы при реконструкции зданий» Москва Стройиздат 1990г.
52. Сейсмостойкие здания и развитие теории сейсмостойкости. М. Стройиздат, 1983г.
53. «Реконструкция промышленных зданий» ТАСИ, Ташкент 2002.
54. С.В.Поляков Сейсмостойкое конструкции зданий. М., «Высш. школа», 1969. 336 с. с илл.
55. Микульский В.Г. и др. Строительные материалы. АСВ, М., 2000 г
56. Голышев А.Б., Полищук В.П., Багинский В.Я. Железобетонные конструкции. Сопротивление железобетона. –К. Логос. 2001. 418стр.
57. Мирахмедов М. Техническое обслуживание зданий – Т., 1990 г.
58. Матвеев Е.П., Мешечек В.В. Технические решения по усилению и теплозащите конструкций жилых и общественных зданий. – М.,1997г.
59. Мюллер-Менекс Г. Новая жизнь старых зданий – М., 1981 г.
60. Попов К.Н. Оценка качества строительных материалов. АСВ, М., 1999 г.
- 61.Ржевский В.А. Сейсмостойкость зданий в условиях сильных землетрясений. Ташкент . Фан, 1990. -260 стр.
62. РСТ Уз 872-98 "Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля"
63. Руководство по определению и оценке прочности бетона в конструкциях зданий и сооружений. М., Стройиздат, .1979г.
64. Прохоркин С.Ф. «Реконструкция промышленных предприятий» М.Стройиздат 1981 г.
65. Травин В.И. Капитальный ремонт и реконструкция жилых и общественных зданий. Учебное пособие для архитеков. и строит. спец. ВУЗов. «Феникс» Ростов на Дону 2004г.
66. «Рекомендации по восстановлению и усилению зданий». Москва 1990 г.
67. Михно Е.П. Восстановление разрушенных сооружений. М.,Воениздат,1980.

68. Федяков М.В., Журавлева Н.Ф. Экономический анализ методов усиления несущих конструкций зданий, поврежденных при землетрясении. Реферативная информация. 1978.
69. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. НИИСК М., 1989
70. Беляков Ю.И. «Строительные работы при реконструкции предприятий» М.Строй издат 1986г.
71. «Правила оценки физического износа зданий» ВСН 53-86 (Р) М1988.
72. Александров А.В., Лащеников Б.Я., Шапошников Н.Н., Смирнов В.А. Методы расчета стержневых систем, пластин и оболочек с использованием ЭВМ: 2-х частях. Под общ. ред. Смирнова А.Ф.- М.: Стройиздат, 1976.
73. В.Н. Кутуков. Реконструкция зданий. М., «Высшая школа», 1981 г.
74. Лысова А.И., Шарлыгина К.А. Реконструкция зданий. Л., 1979г.
75. Хачиян Э.Е., Амбурцумян В. А. Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости. М. Наука, 1981г.
76. Применения программы комплекс «ЛИРА WINDOWS» для расчета строительный и машиностроительный конструкции КНИИАС, Киев 2004г.
77. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений: Пер. с англ. – М. Стройиздат, 1979г.
78. Кимберг А.М. Экспериментальное строительство каркасного здания с натяжением арматуры в построечных условиях // Бетон и железобетон. – 1984г.
79. Килимник Л.Ш. Об оценке степени сейсмостойкости зданий и сооружений на основе анализа кинетики деформирования систем несущих конструкций // Развитие методов расчета на сейсмостойкость. М. ЦНИИСК, 1987г.
80. Защита сооружений от сейсмических воздействий с помощью изолирующих устройств (Франция, США) // Сейсмостойкое строительство. Реф.сб. ВНИИИС. Сер.14 – 1982г.
81. Газлийское землетрясения 1977г. Инженерный анализ последствий. – М. Наука, 1982г.
82. Григорьева И.И. Оценка сейсмостойкости здания с подвешенным перекрытием с узлами сухого трения // Строительная механика и расчет сооружений. 1982г.

83. Компьютерные модели конструкций. А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров –К. Факт 2005. 344 стр.
84. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем зданий и их элементов. – М. Стройиздат, 1977г.
85. Завриев К.С. и др. основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. – М. Стройиздат, 1970г.
86. Килимник Л.Ш. Повреждения конструкций при сильных землетрясениях. Бетон и железобетон. – 1979г.
87. Килимник Л.Ш. Методы целенаправленного проектирования в сейсмостойком строительстве. – М. Наука, 1980г.
88. Саакян А.О., Саакян Р.О., Газарян Ю.Х. Повышение сейсмостойкости каркасных зданий со стволami жесткости с помощью демпферных устройств. Сейсмостойкое строительство. Реф.Сб. ЦИНИС. 1975г.
89. Саакян А.О., Саакян Р.О., Шахназарян С.Х. Возведение зданий и сооружений методом подъема. – М. Стройиздат, 1982г.
90. <http://mp.stroi.ru>.
91. http://kcs.iks.ru/ivgig/Vikulin_2/drosduk.htm
92. <http://www.estate.ru/cgi-bin/getfullnews.pl?22558>
93. <http://www.stavexpert.ru/3.htm>
94. <http://www.gosstroy.gov.kg/niips/6.htm>
95. http://www.academy.uz/rus/otdel/tehnic/1_10.htm
96. http://isc.irk.ru/about.rus/a_crust1.htm

Оценка сейсмостойкости здания общежития серии 111

В городе Ташкенте в 80-х годах построены много 9-ти этажных общежитий серии 111. Эти здания запроектированы на основе серии каркасных домов ИИС-04, предназначенных для строительства в сейсмических районах. Каркасное здание серии ИИС-04 имеют существенный недостаток, связанный с тем, что сборный каркас выполнен из линейных конструктивных элементов, а в построечных условиях производится монтаж, причем стыковые соединения, на сварке, располагаются в зонах действия максимальных усилий. Такие конструктивные решения не обладают возможностью развития пластических деформаций и не имеют тех резервов несущей способности, которыми должны обладать сейсмостойкие здания [1].

Обследуемое здания расположено г.Ташкенте, Хамзинский район улица Корасув. Здания 9-ти этажное, каркасное серии 111 построено в период действия СН и П II.7-81 «Строительство в сейсмических районах».

Проект здания общежития разработан институтом «Ташгипрогор». Здание построено в 1980 г.г.

Расчетная сейсмичность площадки застройки 9 баллов, категория грунтов по сейсмическим свойствам – II. Полезная нормативная нагрузки на перекрытия 200 кг/м². Здания реконструируется под жилой комплекс. Обследуемое здание точечного типа, 9-этажное, с размерами в плане в осях 18,0x18,0м. Высота этажа от перекрытия до перекрытия – 3,0м. Общая высота – 31,05м.

Конструктивно здание решено в рамно-связевом каркасе. Все нагрузки, вызывающие горизонтальные перемещения каркаса, воспринимаются

сквозными вертикальными диафрагмами жесткости, связанные в единую пространственную систему горизонтальными дисками перекрытий и связанные плитами.

Колонны сборные железобетонные сечением 40x40см. Колонны замонличены в фундаментах. Стыки колонн расположены в межэтажном пространстве на высоте 0,7м. от уровня пола, рабочая арматура 8Ø36АIII. Ригеля сборные железобетонные таврового сечения, размерами 40x45см. Ригеля рам каркаса расположены в направлении буквенных осей. Сопряжение колонн и ригелей решено путём сварки жестких выпусков колонн и арматурных выпусков колонн и ригелей в верхней и нижней зонах с последующим замоноличиванием зоны стыка. Сквозные диафрагмы жесткости – сборные железобетонные таврового и прямоугольного сечения толщиной 24,0см. до 4-го этажа включительно и 16,0см с 5-го до 9-го этажа. Рабочая арматура диафрагм: горизонтальная Ø12АIII, вертикальная Ø10АIII, шаг 150x150мм.

Результат обследования показал, что здание существенных повреждений не имеет, но участки недостаточного замоноличивания имеются на местах стыковки колонны с ригелем. Защитный слой бетона отсутствует. Класс бетона на местах замоноличивания В20, и по проекту на местах сборных конструкции колонн и ригелей класс бетона В30.

Учитывая эти недостатки проведен пространственный расчет по программному комплексу «ЛИРА-Windows» на основное и особое сочетание нагрузки [2,3,4].

По результатам расчета разработано усиление на местах примыкания сборных колонн и ригелей с помощью металлоконструкции.

Для достижения поставленной цели были выполнены следующие задачи:

Произведен расчет 9-ти этажного здания по пространственной расчетной схеме.

Определено напряженно-деформированное состояние здания по основному и особому и сочетанию нагрузок.

По результатам расчета разработано и конструировано усиление конструкции на местах замоноличивания с помощью металлоконструкции.

Литература.

Ржевский В.А. Сейсмостойкость зданий в условиях сильных землетрясений. Ташкент . Фан, 1990. -260 стр.

Городецкий А.С. и др. Программный комплекс комплексЛИРА-Windows для расчета и проектирования конструкций на персональных компьютерах. Киев, 1997 г. 110 стр.

КМК. 2.01.03-96 Строительство в сейсмических районах. Т. 1997г.

КМК. 2.01.07-96 Нагрузки и воздействие. Т. 1996 г.

Магистры Абидов А., Шарипова К.А. Руководитель доц. Камбаров Д.С.

Разработка конструктивного решения по надстройке на 1 этаж при реконструкции каркасного здания серии ИИС-20.

В Республике Узбекистан 80-годах промышленные здания возводились по серии ИИС-20. Одно из таких зданий расположено на территории бывшего швейного предприятия «Учкун» на правом берегу Салар, напротив железнодорожного вокзала «Северный».

Здания 4-х этажное, каркасное серии ИИС-20 построено в период и действия СНиП II.7-81 «Строительство в сейсмических районах». Расчетная сейсмичность площадки застройки 8 баллов. Категория грунтов по сейсмическим свойствам – II. Полезная нормативная нагрузки на перекрытия-800 кг/м².

Здание прямоугольной формы с размерами в плане 89.1х24.0м и разделено на два отсека температурно-осадочным швом. Фундаменты под несущие колонны с сечением 600х400мм, отдельно стоящие с высоким стаканом, монолитные. На первом и втором этажах колонны с сечением 400х600мм (с арматурой 4Ø28АIII и 4Ø25АIII), на третьем и четвертом этажах сечение колонн 400х400мм (с арматурой 4Ø28АIII). Шаг колонн в продольном и в поперечном направлении составляет 6.0м. Ригеля сборные железобетонные таврового сечения размерами 400х700мм. Ригеля рам каркаса расположены в поперечном направлении с арматурой в нижней зоне 3Ø20АIII и верхней зоне 2Ø36 АIII. Перекрытием здания является сборные железобетонные ребристые плиты длиной 5550мм, шириной 1500мм и высотой 400мм. Все конструкции из бетона класса В25.

Здания реконструируются под гостиничный комплекс. В процессе реконструкции выполнена надстройка дополнительного этажа из металлоконструкции.

Техническое обследование показало, что каркасное здание повреждений не имеет, узловые соединения выполнены удовлетворительно, повреждений, влияющие на несущую способность не выявлено.

Базы колонн надстройки монтированы арматурами и металлическими пластинками на оголовки колонн за моноличиванием. Колонны выполнены из двух швеллеров в виде коробки, ригели выполнены из двутавров. Связи между колоннами в угловых зонах здания выполнены из спаренных уголков.

Расчет выполнен по пространной расчетной схеме на основе программного комплекса «ЛИРА-Windows» на основное и особое сочетания нагрузки [1,2,3].

Анализ расчета показал что, надстройка не достаточно жесткое при сейсмических воздействиях. Для повышения жёсткости надстройки монтировать дополнительные балки из двутавров над базой между колоннами. Повторные расчёты показали правильность конструктивного решения.

Для достижение поставленной цели были выполнены следующие задачи:

Разработана дискретизация каркасного здание серии ИИС-20 с надстройкой 1 этажа из металлоконструкции.

Произведен расчет 5-и этажного здания по пространственной расчетной схеме.

Получены результаты по напряженно-деформированному состоянию здания по основному и особому и сочетание нагрузок.

На основании полученных данных разработана и конструирования металлоконструкция надстройки.

Литература.

Городецкий А.С. и др. Программный комплекс ЛИРА-Windows для расчета и проектирования конструкций на персональных компьютерах. Киев, 1997 г. 110 стр.

КМК. 2.01.03-96 Строительство в сейсмических районах. Т. 1997 г.

КМК. 2.01.07-96 Нагрузки и воздействие. Т. 1996 г.

Приложение

Приложение

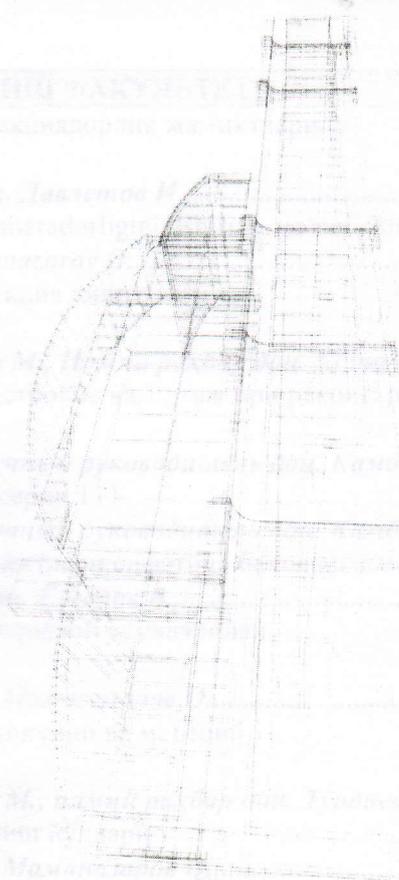


TOHKENT ARHITEKTURA QURILISH INSTITUTI

ARHITEKTURA VA QURILISH MUAMMOLARI

MAQISTRANTLARNING XIII AN'ANAVIY ANJUMANI
ILMIY MAQOLALARI TÛPLAMI

I-QISM



ҚУРИЛИШНИ БОШҚАРИШ ФАКУЛЬТЕТИ

2.1.	Иқтисодиётни модернизациялаш шароитида акциядорлик жамиятларида корпоратив бошқарувни такомиллаштириш <i>Магистрант Азимова З., илмий раҳбар доц. Давлетов И.....</i>	58
2.2.	Qurilish korxonalarida personalni boshqarish samaradorligini oshirish yo'nalishlari <i>Magistrant Adilov Q., ilmiy rahbar dots. Mamanzarov O.....</i>	59
2.3.	Тошкетнинг эски шаҳар худудини реконструкция қилишдаги баъзи масалалар ҳақида <i>Магистрантлар Абдусаметов А., Уматов М., Илмий раҳбар доц. Хотамов А.....</i>	61
2.4.	Разработка конструктивного решения по надстройке на 1 этаж при реконструкции каркасного здания серии ИИС-20 <i>Магистранты Абидов А., Шарипова К., научный руководитель доц. Камбаров Д...</i>	62
2.5.	Оценка сейсмостойкости здания общежития серии 111 <i>Магистранты Абидов А., Шарипова К., научный руководитель доц. Камбаров Д...</i>	63
2.6.	Ўзбекистонда кўчмас мулкни инвестиция объектлари сифатида баҳолаш асослари <i>Магистрант Акрамова Н., илмий раҳбар доц. Ёдгоров В.....</i>	64
2.7.	Корхоналарда персонални бошқаришнинг замонавий усулларидан фойдаланиш йўллари <i>Магистрант Адиллов К., илмий раҳбар доц. Маманазаров О.....</i>	65
2.8.	Кўчмас мулк бозорини тартибга солишнинг қонуний ва меъёрий асослари ривожланмоқда <i>Магистрант Атабеков Д., талаба Асадова М., илмий раҳбар доц. Турдиев А.....</i>	67
2.9.	Кадрлар менежменти самарадорлигини ошириш йўллари <i>Магистрант Адиллов К., илмий раҳбар доц. Маманазаров О.....</i>	68
2.10.	Кўчмас мулк бозорининг ижтимоий соҳани ривожлантиришдаги аҳамияти <i>Магистрант Алоҳўжаев Б., илмий раҳбар доц. Саидов М.....</i>	69
2.11.	Аҳоли ҳаёт даражаси ва сифатини оширишда кўчмас мулкнинг аҳамияти <i>Магистрант Бегалиев Ш., илмий раҳбар доц. Ортиқов Н.....</i>	70
2.12.	Кўчмас мулкни баҳолашда унинг қийматига таъсир этувчи омилларни ҳисобга олиш йўллари <i>Магистрант Бабажанов Ф., илмий раҳбар проф. Зияев М.....</i>	70
2.13.	Экологик омилларни ҳисобга олган ҳолда кўчмас мулк қийматини баҳолаш <i>Магистрант Бабажанов Ф., илмий раҳбар проф. Зияев М.....</i>	72
2.14.	Кўчмас мулк бозорида яқка тартибда қурилган ховли жойлари баҳоларини аниқлаш тартибини такомиллаштириш <i>Магистрант Бўронова Ш., илмий раҳбар доц. Исамухамедова Ш.....</i>	73
2.15.	Банк кредитларини олишда кўчмас мулк объектлари баҳолаш тартибини такомиллаштириш <i>Магистрант Бобожонова Д. илмий раҳбар проф. Зайнутдинов Ш.....</i>	74
2.16.	Кўчмас мулк объектларини баҳолашда харажатли ёндашув асосида баҳолашнинг аҳамияти <i>Магистрант Дўсматов Ф., илмий раҳбар проф. Джабриев А.....</i>	75
2.17.	Обследование реконструируемого педиатрического корпуса <i>Магистрант Джалолова М., научный руководитель доц. Косимова С.....</i>	76
2.18.	Кўчмас мулкни турли мақсадларда баҳолашнинг ўзига хос хусусиятлари <i>Магистрант Зиёдохўжаев А., Илмий раҳбар доц. Ёдгоров В.....</i>	77
2.19.	Баҳолаш фаолияти ва уни Ўзбекистонда ривожлантириш масалалари <i>Магистрант Зиёдохўжаев А., илмий раҳбар доц. Ёдгоров В.....</i>	78
2.20.	Ipoteka kreditlari va ularni ko'chmas mulk bozoriga ta'siri <i>Magistrant Zokirova G., ilmiy rahbar prof. Nurimbetov R.....</i>	79
2.21.	Капитал қурилишда баҳони шакллантиришни такомиллаштириш йўллари <i>Магистрант Ибрагимов С., илмий раҳбар проф. Зияев М.....</i>	80
2.22.	Қурилиш объекти хусусиятидан келиб чиқиб смета таркибидаги ресурсларни оптималлаштириш йўллари <i>Магистрант Ирисқулов Б., илмий раҳбар доц. Ортиқов Н.....</i>	81

синчли, ғиштли бинолар мавжуд бўлиб, оддий шамоллатиш ва инсоляция режимларининг бузилиши натижасида синлар чириган, ғиштларнинг ташки томондан кучли нураш жараёни кузатилади ва уларнинг катта қисми ярқисиз ҳолга келган.

Ҳозирги кунда турар-жой бинолари коммуникациянинг жисмоний емирилиш даражаси ҚМҚ 2.01.16-97 бўйича аниқланади. Бу меъёрий ҳужжатга асосан қурилиш конструкцияларидаги шикастланиш ҳолатлари шикастланишнинг ташки белгилари асосида аниқланади. Бирок, мазкур меъёрий ҳужжат таркибида синчли бинолар ёки бошқа маҳаллий ашёлардан қурилган бинолар конструкцияларидаги емирилиш миқдорини аниқлаш учун маълумотлар мавжуд эмас. Қолаверса, Эски шаҳар худудидagi турар-жой биноларининг жойлашуви юқорида таъкидланганидек, ҳеч қандай амалдаги меъёрий талабларга жавоб бермас экан, қуйидагича ишларни амалга ошириш мақсадга мувофиқ бўлади:

- Тарихий обидаларни ўз ўрнида қайта тиклаш (баъзилари бузилган, йуқолиб кетган);
- Авария ҳолатидаги турар-жой биноларини тўлиқ қайта қуриш- бунда синчни замонавий мустаҳкамликни таъминловчи конструкциялардан тиклаш, ташки пардозни эски шаҳар руҳига мос ҳолда бажариш (ғишт, тош, ёғоч материалларидан кенг фойдаланиш), чордоқли томлардан воз кечиш, том копланмасини замонавий материаллардан бажарган ҳолда фасадда уни “яшириш”;
- Асосий кўчаларда ўрта каватли ва ичкарига сари кам каватли биноларни режалаш;
- Истиқомат қилувчи аҳолига барча замонавий қулайликларни яратиб бериш;
- Транспорт масаласини оқилона ечган ҳолда ички йўлакларда транспортнинг карама-қарши ҳаракатини йўлга қуйиш (кўп жойларда ўт учуриш, санитар машиналарининг қиришига имконият мавжуд эмас);
- Аҳоли ва туристлар учун миллий руҳдаги маиший хизмат ва сервис фаолиятини юқори даражада ташкил этиш;
- Эски дарвозалар образини ҳеч бўлмаганда кўчалар кесимида қайта тиклаш;
- Ички кўчаларни тунги ёритишга алоҳида эътибор бериш;
- Чикиндиларни олиб кетишни ташкил этиш ва бошқа ободонлаштириш элементларини миллий руҳда қайта тиклаш ва х.к.

Магистрлик ишимизда бу масалаларнинг айримлари бўйича тўлиқ тавсиялар ишлаб чиқилади.

РАЗРАБОТКА КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ ПО НАДСТРОЙКЕ НА I ЭТАЖ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ СЕРИИ ИИС-20

Магистранты: Абидов А., Шарипова К.

Научный руководитель: доц. Камбаров Д.

В Республике Узбекистан 80-годах промышленные здания возводились по серии ИИС-20. Одно из таких зданий расположено на территории бывшего швейного предприятия «Учкун» на правом берегу Салар, напротив железнодорожного вокзала «Северный».

Здания 4-х этажное, каркасное серии ИИС-20 построено в период действия СНиП II.7-81 «Строительство в сейсмических районах». Расчетная сейсмичность площадки застройки 8 баллов. Категория грунтов по сейсмическим свойствам – II. Полезная нормативная нагрузки на перекрытия- 800 кг/м².

Здание прямоугольной формы с размерами в плане 89.1x24.0м и разделено на два отсека температурно-осадочным швом. Фундаменты под несущие колонны с сечением 600x400мм, отдельно стоящие с высоким стаканом, монолитные. На первом и втором этажах колонны с сечением 400x600мм (с арматурой 4Ø28AIII и 4Ø25AIII), на третьем и четвертом этажах сечение колонн 400x400мм (с арматурой 4Ø28AIII). Шаг колонн в продольном и в поперечном направлении составляет 6.0м. Ригеля сборные железобетонные таврового сечения размерами 400x700мм. Ригеля рам каркаса расположены в поперечном направлении с арматурой в нижней зоне 3Ø20AIII и верхней зоне 2Ø36 AIII. Перекрытием здания является сборные железобетонные ребристые плиты длиной 5550мм, шириной 1500мм и высотой 400мм. Все конструкции из бетона класса В25.

Здания реконструируются под гостиничный комплекс. В процессе реконструкции выполнена надстройка дополнительного этажа из металлоконструкции.

Техническое обследование показало, что каркасное здание повреждений не имеет, узловые соединения выполнены удовлетворительно, повреждений, влияющие на несущую способность не выявлено.

Базы колонн надстройки монтированы арматурами и металлическими пластинками на оголовки колонн за замоноличиванием. Колонны выполнены из двух швеллеров в виде коробки, ригели выполнены из двутавров. Связи между колоннами в угловых зонах здания выполнены из спаренных уголков.

Расчет выполнен по пространной расчетной схеме на основе программного комплекса «ЛИРА-Windows» на основное и особое сочетание нагрузок [1,2,3].

Анализ расчета показал, что надстройка не достаточно жесткое при сейсмических воздействиях. Для повышения жесткости надстройки монтировать дополнительные балки из двутавров над базой между колоннами. Повторные расчеты показали правильность конструктивного решения.

Для достижения поставленной цели были выполнены следующие задачи:

1. Разработана дискретизация каркасного здания серии ИИС-20 с надстройкой I этажа из металлоконструкции.
2. Произведен расчет 5-и этажного здания по пространственной расчетной схеме.
3. Получены результаты по напряженно-деформированному состоянию здания по основному и особому и сочетание нагрузок.
4. На основании полученных данных разработана и конструирования металлоконструкция надстройки.

ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ ОБЩЕЖИТИЯ СЕРИИ 111

Магистранты: Абидов А., Шарипова К.

Научный руководитель: доц. Камбаров Д.

В городе Ташкенте в 80-х годах построены много 9-ти этажных общежитий серии 111. Эти здания запроектированы на основе серии каркасных домов ИИС-04, предназначенных для строительства в сейсмических районах. Каркасное здание серии ИИС-04 имеют существенный недостаток, связанный с тем, что сборный каркас выполнен из линейных конструктивных элементов, а в построечных условиях производится монтаж, причем стыковые соединения, на сварке, располагаются в зонах действия максимальных усилий. Такие конструктивные решения не обладают возможностью развития пластических деформаций и не имеют тех резервов несущей способности, которыми должны обладать сейсмостойкие здания [1].

Обследуемое здания расположено г.Ташкенте, Хамзинский район улица Корасув. Здания 9-ти этажное, каркасное серии 111 построено в период действия СН и П II.7-81 «Строительство в сейсмических районах».

Проект здания общежития разработан институтом «Ташгипрогор». Здание построено в 1980 г.г.

Расчетная сейсмичность площадки застройки 9 баллов, категория грунтов по сейсмическим свойствам – II. Полезная нормативная нагрузки на перекрытия 200 кг/м^2 . Здания реконструируется под жилой комплекс. Обследуемое здание точечного типа, 9-этажное, с размерами в плане в осях $18,0 \times 18,0 \text{ м}$. Высота этажа от перекрытия до перекрытия – $3,0 \text{ м}$. Общая высота – $31,05 \text{ м}$.

Конструктивно здание решено в равно-связевом каркасе. Все нагрузки, вызывающие горизонтальные перемещения каркаса, воспринимаются сквозными вертикальными диафрагмами жесткости, связанные в единую пространственную систему горизонтальными дисками перекрытий и связанные плитами.

Колонны сборные железобетонные сечением $40 \times 40 \text{ см}$. Колонны замоноличены в фундаменты. Стыки колонн расположены в межэтажном пространстве на высоте $0,7 \text{ м}$ от уровня пола, рабочая

арматура 8Ø36AIII. Ригеля сборные железобетонные таврового сечения размерами 40x45см. Ригеля рам каркаса расположены в направлении буквенных осей. Сопряжение колонн и ригелей решено путём сварки жестких выпусков колонн и арматурных выпусков колонн и ригелей в верхней и нижней зонах с последующим замоноличиванием зоны стыка. Сквозные диафрагмы жесткости – сборные железобетонные таврового и прямоугольного сечения толщиной 24,0см. до 4-го этажа включительно и 16,0см с 5-го до 9-го этажа. Рабочая арматура диафрагм: горизонтальная Ø12AIII, вертикальная Ø10AIII, шаг 150x150мм.

Результат обследования показал что здание существенных повреждений не имеет, но участки недостаточного замоноличивания имеются на местах стыковки колонны с ригелем. Защитный слой бетона отсутствует. Класс бетона на местах замоноличивания В20, и по проекту на местах сборных конструкции колонн и ригелей класс бетона В30.

Учитывая эти недостатки проведен пространственный расчет по программному комплексу «ЛИРА-Windows» на основное и особое сочетание нагрузки [2,3,4].

По результатам расчета разработано усиление на местах примыкания сборных колонн и ригелей с помощью металлоконструкции.

Для достижения поставленной цели были выполнены следующие задачи:

1. Произведен расчет 9-ти этажного здания по пространственной расчетной схеме.
2. Определено напряженно-деформированное состояние здания по основному и особому и сочетанию нагрузок.
3. По результатам расчета разработано и конструировано усиление конструкции на местах замоноличивания с помощью металлоконструкции.

ЎЗБЕКИСТОНДА КЎЧМАС МУЛКНИ ИНВЕСТИЦИЯ ОБЪЕКТЛАРИ СИФАТИДА БАҲОЛАШ АСОСЛАРИ

Мағистрант: Акрамова Н.

Илмий раҳбар: доц. Ёсёрров В.

Инвестиция дастурлари республикани ижтимоий-иқтисодий ривожлантириш прогнозларининг таркибий қисми ҳисобланади ва давлат инвестиция сиёсатининг устувор йўналишларини ақс эттиради.

Инвестиция дастурлари таҳлилий қисми республика иқтисодиётини ривожлантиришнинг асосий макроиқтисодий кўрсаткичлари билан ўзаро боғланган ҳолда республикада ривожланишга йўналтирилган капиталларнинг ҳажми билан асосланади.

Ўзбекистон Республикаси Президенти Ислоҳ Каримовнинг мамлакатимизни 2013 йилда ижтимоий-иқтисодий ривожлантириш якунлари ва 2014 йилга устувор йўналишларига бағишланган Вазирлар Маҳкамасининг мажлисидаги маърузаларида иқтисодиётимизга инвестициялар муҳимлигини таъкидлаб, “биз оддий бир ҳақиқатни доимо эсда тутишимиз даркор, яъни, сармоясиз тараккиёт йўқ, ишлаб чиқаришни ва умуман, мамлакатимизни модернизация қилиш, техник ва технологик янгилашни инвестицияларсиз тасаввур этиб бўлмайди.

2012 йилда Инвестиция дастурини амалга ошириш доирасига мамлакатимизда 13 миллиард

арматура 8Ø36AIII. Ригеля сборные железобетонные таврового сечения размерами 40x45см. Ригеля рам каркаса расположены в направлении буквенных осей. Сопряжение колонн и ригелей решено путём сварки жестких выпусков колонн и арматурных выпусков колонн и ригелей в верхней и нижней зонах с последующим замоноличиванием зоны стыка. Сквозные диафрагмы жесткости – сборные железобетонные таврового и прямоугольного сечения толщиной 24,0см. до 4-го этажа включительно и 16,0см с 5-го до 9-го этажа. Рабочая арматура диафрагм: горизонтальная Ø12AIII, вертикальная Ø10AIII, шаг 150x150мм.

Результат обследования показал что здание существенных повреждений не имеет, но участки недостаточного замоноличивания имеются на местах стыковки колонны с ригелем. Защитный слой бетона отсутствует. Класс бетона на местах замоноличивания В20, и по проекту на местах сборных конструкции колонн и ригелей класс бетона В30.

Учитывая эти недостатки проведен пространственный расчет по программному комплексу «ЛИРА-Windows» на основное и особое сочетание нагрузки [2,3,4].

По результатам расчета разработано усиление на местах примыкания сборных колонн и ригелей с помощью металлоконструкции.

Для достижения поставленной цели были выполнены следующие задачи:

1. Произведен расчет 9-ти этажного здания по пространственной расчетной схеме.
2. Определено напряженно-деформированное состояние здания по основному и особому и сочетанию нагрузок.
3. По результатам расчета разработано и конструировано усиление конструкции на местах замоноличивания с помощью металлоконструкции.

ЎЗБЕКИСТОНДА КЎЧМАС МУЛКНИ ИНВЕСТИЦИЯ ОБЪЕКТЛАРИ СИФАТИДА БАҲОЛАШ АСОСЛАРИ

Мағистрант: Акрамова Н.

Илмий раҳбар: доц. Ёлғоров В.

Инвестиция дастурлари республикани ижтимоий-иқтисодий ривожлантириш прогнозларининг таркибий қисми ҳисобланади ва давлат инвестиция сиёсатининг устувор йўналишларини акс эттиради.

Инвестиция дастурлари таҳлилий қисми республика иқтисодиётини ривожлантиришнинг асосий макроиқтисодий кўрсаткичлари билан ўзаро боғланган ҳолда республикада ривожланишга йўналтирилган капиталларнинг ҳажми билан асосланади.

Ўзбекистон Республикаси Президенти Ислам Каримовнинг мамлакатимизни 2013 йилда ижтимоий-иқтисодий ривожлантириш яқунлари ва 2014 йилга устувор йўналишларига бағишланган Вазирлар Маҳкамасининг мажлисидаги маърузаларида иқтисодиётимизга инвестициялар муҳимлигини таъкидлаб, “биз оддий бир ҳақиқатни доимо эсда тутишимиз даркор, яъни, сармоясиз тараққиёт йўқ, ишлаб чиқаришни ва умуман, мамлакатимизни модернизация қилиш, техник ва технологик янгилашни инвестицияларсиз тасаввур этиб бўлмайди.

2013 йилда Инвестиция дастурини амалга ошириш доирасида мамлакатимизда 13 миллиард доллар қийматидаги капитал қўйилмалар ўзлаштирилди, бу 2012 йилга нисбатан 11,3 фоизга кўпдир. Ўзлаштирилган капитал қўйилмалар умумий ҳажмининг деярли ярмини, яъни 47 фоизини хусусий инвестициялар – корхоналар ва аҳолининг шахсий маблағлари ташкил этгани алоҳида эътиборга лойиқдир.

Умуман олганда, мамлакатимиз иқтисодиётига инвестиция киритиш ҳажми ялпи ички маҳсулотга нисбатан 23 фоиздан иборат¹⁷ бўлганлигини келтириб ўтдилар.

Мамлакатда мавжуд ишлаб чиқариш қувватларини янгилашга инвестиция киритиш биринчи гада уларнинг реал вақт кесимидаги бозор қийматини баҳолаш ҳамда қайти тиклаш учун

¹⁷ Ўзбекистон Республикаси Президенти Ислам Каримовнинг мамлакатимизни 2013 йилда ижтимоий-иқтисодий ривожлантириш яқунлари ва 2014 йилга мўлжалланган иқтисодий дастурнинг энг муҳим устувор йўналишларига бағишланган Вазирлар Маҳкамасининг мажлисидаги маърузасидан. Халқ Сўзи. 2014 йил 20 январь