

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

На правах рукописи

АБИДОВ АКМАЛХОН АВАЗХАНОВИЧ

Специальность: 5А340301 *“Реставрация, реконструкция, эксплуатация и благоустройство зданий и городских территорий”*

“РЕКОНСТРУКЦИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО КОРПУСА ЛЕГКОЙ
ПРОМЫШЛЕННОСТИ ПОД ГОСТИНИЧНЫЙ КОРПУС С РАЗРАБОТКОЙ
РЕКОНСТРУКЦИЙ ПО ЗАМЕНЕ И УСИЛЕНИЮ КОНСТРУКЦИЙ”

ДИ С С Е Р Т А Ц И Я

На соискание академической степени магистра

Работа рассмотрена и допускается
к защите.

Зав. кафедрой

“Городское строительство
и хозяйство” _____

к.т.н. доц. Хотамов

“ ____ ” _____ 2014 г.

Научный руководитель:

_____ доц. Камбаров Д.С.

Научный консультант:

_____ доц. Шоджалилов Ш.

ТАШКЕНТ – 2014

УТВЕРЖДАЮ

Зав. кафедрой

доц. _____

« ____ » _____ 2014 г.

Задание по подготовке и написанию магистерской диссертации

Магистерская диссертация по теме: _____

утвержденная приказом ректора института от « ____ » _____ 2014 г.

за номером _____ по кафедре _____

за магистрантом _____

научный руководитель _____

Ф.И.О., занимаемая должность, ученая степень,
ученое звание

Должна быть подготовлена и представлена к предварительной защите на
кафедру _____

Число, месяц, год

В работе будут использованы: _____

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

В работе предусматриваются _____

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

В работе предусматривается изложение следующих групп вопросов:

1-ая группа _____

название

2-ая группа _____

название

3-ая группа _____

название

Задание выдано _____
дата, месяц, год
Научный руководитель _____
подпись, Ф.И.О.
Задание принял магистрант _____
Подпись, Ф.И.О., дата

ГРАФИК ЗАВЕРШЕНИЯ МАГИСТЕРСКОЙ ДИССЕРТАЦИИ В ПЕРВОНАЧАЛЬНОМ ВАРИАНТЕ.

Глава I. _____
Название первой главы диссертации в первоначальном

рабочем плане и сроки представления

Глава II. _____
Название второй главы диссертации в первоначальном

рабочем плане и сроки представления

Глава III. _____
Название третьей главы диссертации в первоначальном

рабочем плане и сроки представления

Предварительная защита диссертации на кафедре _____
срок,
дата, год

Задание выдано _____
Научный руководитель магистерской диссертации

Ф.И.О., подпись, дата
Задание принял _____
Ф.И.О. магистранта, подпись,

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение _____

Глава 1. Состояния вопросы _____

1.1. Основные принципы проектирования сейсмостойких зданий. _____

1.2. Повреждения каркасных зданий при землетрясениях. _____

1.3. Усиление и восстановления каркасных зданий в сейсмических районах.

Выводы глава 1. _____

Глава 2. Технические обследование 4-х этажного производственного здания

По ул. А. Темура в Мирабадском районе г. Ташкента.

2.1. Объемно-планировочные и конструктивные решения здания. _____

2.2. Инженерно-геологического условия участка строительства. _____

2.3. Результаты обследования здания. _____

2.4. Рекомендации по усилению и восстановлению конструкций. _____

Выводы глава 2. _____

Глава 3. Численные исследования несущих конструкций здания серии ИИС-20 по определению напряженно – деформированного состояния и их усиления. _____

3.1. Расчетные схемы и методы расчет каркасных зданий. _____

3.2. Подготовка и проведения расчетов конструкций каркасного здания на сейсмические нагрузки. _____

3.3. Анализ результатов расчета и усиления несущих и ограждающих конструкций каркасного здания. _____

Выводы по главе 3. _____

Заключения.

Литература.

Введение

Развитие социальной сферы, формирование рабочих мест и трудовая занятость населения, строительство жилья и благоустройство населенных пунктов, дальнейшее реформирование и совершенствование образовательного процесса и здравоохранения всегда были и будут оставаться в центре нашего внимания.

На развитие социальной сферы в текущем году направляется около 60 процентов всех расходов Государственного бюджета.

В соответствии с утвержденной Парламентом страны Программой в 2014 году предусматривается создание около 1 миллиона рабочих мест.

В текущем году в трудовую сферу вольются около 500 тысяч молодых людей - выпускников профессиональных колледжей, получивших 2-3 специальности и навыки работы и готовых реализовать полученные знания в различных сферах экономики, сфере услуг и управлении.

Нет, очевидно, необходимости говорить об ответственности хокимов областей, городов и районов, руководителей предприятий и колледжей за выполнение возложенных на них задач по полноценному вовлечению в активную трудовую деятельность вступающего в жизнь нового поколения наших детей.

Кабинету Министров следует обеспечить координацию этой работы.

Думаю, сегодня нет необходимости говорить о том огромном влиянии, которое оказывают на умонастроение людей и качество их жизни обеспеченность благоустроенным и комфортным жильем, обустройство окружающей их инфраструктуры, и в первую очередь здесь речь идет о нашем сельском населении.

В 2014 году предусматривается построить на 388 сельских жилых массивах еще 11 тысяч типовых домов общей площадью 1,5 миллиона квадратных метров. В этой связи Совету Министров Республики Каракалпакстан, хокимиятам областей, Госархитектстрою, Министерству

финансов, «Кишлок курилиш банку» и компании «Кишлок курилиш инвест» необходимо принять безотлагательные меры по обеспечению не позднее февраля открытия финансирования по программе текущего года и в марте - начала строительства жилых домов.

Хотел бы обратить особое внимание Кабинета Министров, Совета Министров Республики Каракалпакстан, хокимов областей и районов на то, что наши сельские жители должны получить не только комфортабельные жилые дома, но и обустроенные поселки со всеми необходимыми инженерными

и транспортными коммуникациями, объектами социальной и рыночной инфраструктуры - медицинскими, спортивными, банковскими, бытовыми, торговыми и культурными учреждениями. Вновь построенные сельские поселки по уровню качества жилья и комфортности проживания должны ничем не уступать городским условиям.

В сфере образования в 2014 году на реконструкцию и капитальный ремонт 380 общеобразовательных школ и 161 профессионального колледжа и академического лицея предусматривается направить свыше 410 миллиардов сумов.

Особое внимание следует обратить на оснащение учебно-производственных мастерских профессиональных колледжей современным высокотехнологичным оборудованием и учебной техникой.

За истекшие два последних года сделано многое для укрепления материально-технической базы высших образовательных учреждений, в частности, это работы по строительству новых и реконструкции существующих учебных блоков Каршинского, Термезского, Ургенчского и Бухарского университетов, Ташкентского государственного технического университета, Навоийского горного института и других вузов с оснащением их современным учебно-лабораторным оборудованием.

В 2014 году предусмотрено выделить 173 миллиарда сумов на строительство, реконструкцию и оснащение 34 высших образовательных

учреждений, в том числе строительство новых учебных корпусов и информационно-ресурсных центров в Андижанском, Каршинском государственных университетах, Узбекском государственном университете мировых языков и других вузах. Также предусмотрены работы по капитальному ремонту 17 высших учебных заведений страны на общую сумму 51 миллиард сумов.

В центре нашего постоянного внимания остаются вопросы дальнейшего реформирования системы здравоохранения и укрепления материально-технической базы медицинских учреждений.

В 2014 году средства, выделяемые для укрепления материально-технической базы учреждений здравоохранения, составят более 407 миллиардов сумов, или увеличатся почти на 30 процентов. Кроме того, для оснащения медицинских учреждений предусмотрено привлечение льготных кредитов международных финансовых институтов в размере более 28 миллионов долларов.

Особо следует отметить, что в 2014 году мы начинаем строительство не имеющей аналогов в СНГ специализированной многопрофильной детской клиники самого высокого по международным стандартам, 4-го уровня, рассчитанной на 250 коек и с поликлиникой на 200 посещений в смену, за счет средств правительства Республики Корея в размере 103 миллиона долларов.

За счет средств Фонда развития детского спорта в 2014 году предусматривается выделить 107 миллиардов сумов на строительство и реконструкцию 115 объектов детского спорта, оснащение их современным спортивным инвентарем, основная часть которого сегодня производится нашими отечественными предприятиями.

Дорогие соотечественники!

Наша цель - продолжить и углубить начатые нами реформы, обновление и модернизацию нашей экономики, обеспечить поступательный рост уровня и

качества нашей жизни, быть равными среди равных - занять достойное место в мировом сообществе.

Мы объявили 2014 год - Годом здорового ребенка, что находит полную поддержку наших людей.

Это, прежде всего, забота о здоровье и будущем наших детей. И наш долг, наша обязанность сделать все возможное, чтобы они выросли и физически, и духовно гармонично развитыми людьми, обладающими современными знаниями и опытом, способными взять на себя ответственность за будущее нашей страны, нашего народа. [1]

Актуальность темы исследования. Разрушительные землетрясения – грозное явление природы. История человечества хранит память о целом ряде сейсмических катастроф, приведших к многочисленным жертвам и огромному материальному ущербу. Сейсмические наблюдения в своей простейшей форме ведутся уже с древних времен. Древнейшие летописи ряда стран расположенных в сейсмических районах мира содержат описание катастрофических землетрясений и их последствий. К началу нашей эры относятся первые попытки инструментального наблюдения сейсмического воздействия. Естественно, что параллельно с изучением землетрясений возникали и попытки защитных антисейсмических мероприятий в области строительства. Анализ памятников древней архитектуры, расположенных в сейсмических районах, показывает, что их строители учитывали опасность землетрясений и предусматривали специальные меры при разработке общей компоновки и конструкции зданий.

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

Общие принципы восстановительных работ, которые должны проводиться в кратчайшие сроки, предусматривают; минимальный объем демонтажных работ, максимальное использование поврежденных конструкции, высокий уровень механизации работ, максимальное

использование элементов заводского изготовления, высокие требования к организации и планированию работ по капитально - восстановительному ремонту.

В тех случаях, когда требуется ликвидация дефектов, устранение повреждений в несущих 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.

Задачи по ликвидации (устранению) последствий землетрясения применительно к конкретному объекту может быть сформулированы так: обеспечить пространственную жесткость сооружения и его способность противостоять сейсмическим воздействиям в той же или в большей мере, чем до повреждения.

При восстановлении и усилении зданий существенная роль принадлежит конструктивным антисейсмическим мероприятиям. Это особенно важно при сложившихся условиях, когда сроки внесения существенных изменений в карту сейсмического районирования короче сроков службы сооружения. Только за последний 20 лет площадь высоко сейсмических районов (7 баллов и выше) возросла в 1,5 раза. Значительные неожиданные, коррективы в ожидаемую оценку величины сейсмической интенсивности внесли разрушительные землетрясения. Так было в Ашхабаде после землетрясения 1948г., в Ташкенте после землетрясения 1966г., в Бухарской и Чарджоуской областях после землетрясения 1976 г. последних лет и ряде других мест.

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: армирование кладки, устройство антисейсмических поясов, ограничение предельных размеров зданий и сооружений, этажности и т.п.

При оценке степени жилых зданий следует учитывать их физических износ (или остающийся срок службы) и конструктивно – планировочное решение. Так, если здание построено из индустриальных конструкций и имеет планировочное решение, допускающее реконструкцию, 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 понятию восстановления. Часто это диктуется не только экономическими соображениями, но и технической невозможностью выполнения ряда конструктивных мероприятий, рекомендуемых нормативными требованиями.

В первую очередь восстановление до первоначального состояния распространяется на здания, не имеющие антисейсмического усиления и впервые отнесенные по новой карте сейсмического районирования к зоне сейсмичностью 7 баллов.

Усиление этих зданий обычно не позволяет изменить объемно – планировочное решение таким образом, чтобы оно удовлетворяло требованиям норм сейсмостойкого строительства, ввиду невозможности придания в плане простой формы и соблюдения ограничений по высоте.

Анализ ликвидации последствий сильных землетрясений показывает, что существующие способы восстановления часто применяются без должного техника - экономического обоснования.

Инженерная задача восстановления заключается в обеспечении гарантированной несущей способности, как отдельных элементов, так и всего здания при действии нормативных расчетных сейсмических нагрузок.

Выбор способа восстановления здания зависит от его назначения, степени повреждения, срока службы, мер антисейсмической защиты, частоты повторяемости землетрясений в регионе. Экономическая целесообразность решения определяется степенью соизмеримости затрат на восстановление по выбранному способу с учетом затрат, вложенных на антисейсмическое усиление при возведении зданий, и стоимости строительства нового объекта.

При разработке классификации способов восстановления и экономической оценки, специальных мер по восстановлению следует учитывать:

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

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

необходимость технической и организационной готовности к возможным землетрясениям на территории крупных населенных пунктов с целью 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 последствии землетрясений.

Объект исследования. Обследуемое здание расположено на территории бывшего швейного предприятия «Учкун», на правом берегу Салар, напротив железнодорожного вокзала «Северный» по ул.А.Темур в Мирабадском районе г.Ташкента.

Цель и задачи исследований. Обследование строительных конструкций произведено с целью:

- 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»;

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

- проведение технического обследования объекта с оценкой состояния несущих конструкций здания;
- Проведен пространственный расчет по программе ПК ЛИРА несущей способности конструкций здания при сейсмических воздействиях.
- Определено напряженно деформированное состояние несущих конструкции каркасного здания;
- разработка технических решений по усилению несущих конструкций здания и надстройки на один этаж с учетом сейсмических воздействий;

Научная новизна. Научная новизна работы заключается в :

- оценке эффективности способов восстановления несущих конструкций по результатам обследований и натурных испытаний;
- разработана и конструирования металлоконструкция надстройки.

Публикации.

По результатам выполненных исследований опубликована два статья в материалах сборника магистров ТАСИ-2014.

Объем.

Магистерская работа состоит из введения, трех глав, выводов замечания списка использований литературы

Глава 1.Состояния вопросы.

Основные принципы проектирования сейсмостойких зданий.

Целью проектирования является создание надежных, безопасных, экономичных 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. [32,33]

В целях обеспечения сохранности существующих зданий и сооружений проектные решения должны базироваться на результатах инженерно-геологических изысканий, материалов обследования зданий и сооружений. [27,28,29,31,41,46,47,48,50,51,53,55,60,61.]

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: [9,10]

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 восприятия 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, защемленные в фундаменте. [9]

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 гранеными 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,

грунтотматериалов. 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/см^2 , 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 18 метров, соответственно для перекрытий типов а), б) и в).

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

Для каркасных зданий 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]

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. [35,40,73,81,82]

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. [80,83]

1.2. Виды повреждения каркасных зданий при сильных землетрясениях.

При сильных землетрясениях здания и сооружения, даже запроектированные в соответствии с требованиями сейсмостойкости, получают более или менее значительные повреждения. Особенно многочисленными и серьезными бывают повреждения старых зданий, запроектированных и построенных без учета требований сейсмостойкости.

Анализ литературы по описанию аварий, повреждений зданий и сооружений, о мерах их устранения указывает на необходимость серьезного изучения этого вопроса [2, 3, 4, 5.] Богатый материал собран после обследования последствий Ташкентского (1946, 1966 гг.) и Ашхабадского (1948 г) землетрясений [6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15.] Особый интерес он представляет для районов с высокой сейсмичностью и частой повторяемостью землетрясений. Например, в Ташкенте каждый год происходит несколько землетрясений интенсивностью три – шесть баллов.

Опыт последних землетрясений свидетельствует в целом о достаточно высокой способности железобетонных конструкций каркасных зданий сопротивляться интенсивным сейсмическим воздействиям и обеспечивать безопасность людей и сохранность материальных ценностей. Соблюдение требований норм по сейсмостойкому строительству и качественное выполнение строительно-монтажных работ является гарантией отсутствия сильных повреждений зданий при землетрясениях, сохранения ими эксплуатационной способности. Вместе с тем нередко случаи значительных повреждений и разрушений каркасных сооружений из-за недостаточной прочности элементов и их соединений, и, что особенно важно, малой способности к развитию интенсивных деформаций (перемещений). Последнее обстоятельство существенно влияет на предельные состояния сооружений в целом и часто определяется податливостью конструкций. Она характеризуется способностью выдерживать знакопеременные циклы значительных деформаций за пределами упругости без существенного снижения несущей способности. Податливость несущих железобетонных конструкций при землетрясениях в большой степени определяет сохранность элементов заполнения и ограждения, второстепенных конструкций, внутреннего инженерного и встроенного технологического оборудования и коммуникаций. Часто наблюдаемые разрушения самонесущих кирпичных стен каркасных зданий являются следствием недостаточной прочности и податливости основных и ограждающих конструкций и элементов их сопряжений.

Необходимая степень податливости железобетонных конструкций должна обеспечиваться выбором марок бетона и арматуры, степени продольного и поперечного армирования, а также соответствующей компоновкой и конструированием элементов. По существу, речь идет о необходимости предотвращения возможности хрупкого разрушения.

Основные типы повреждений и разрушений железобетонных конструкций при землетрясениях обычно связывают с характером возникающих усилий и деформаций.

Во время землетрясения преимущественно разрушаются узлы каркаса, вследствие возникновения в этих местах значительных изгибающих моментов и поперечных сил. Особенно сильные повреждения получают основания стоек и узлы соединения ригелей со стойками каркаса, если размеры последних недостаточны и если они не имеют усиления в виде вутов. Отсутствие вутов в ригелях рамы может привести к разрушению узлов и превращению рамы в шарнирную систему, что способствует искажению формы здания, а иногда обрушению его. 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.

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 разрушение бетона.

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

Разрушения и повреждения при изгибе и внецентренном сжатии наиболее часто наблюдаются в колоннах, ригелях, элементах обвязок и узловых

сопряжениях каркасных зданий, в отдельно стоящих конструкциях, стенах-диафрагмах и плитах перекрытий при изгибе из плоскости. В зависимости от степени повреждения образуются и раскрываются трещины в бетоне, оголяется арматура, отслаивается и выкрашивается бетон, выпучиваются отдельные стержни продольной арматуры, отрывается поперечная арматура. При этом, как правило, резко падает жесткость и прочность конструкций происходит, так называемая деградация характеристик элементов. При наличии больших вертикальных сжимающих усилий, чередующихся с растягивающими, например в крайних колоннах, вблизи сопряжений с ригелями, наблюдается раздавливание или раздробление бетона с выпучиванием продольной арматуры.

Разрушения и повреждения от преобладающего влияния поперечных сдвигающих сил при изгибе характерны для широких или невысоких колонн каркасов, отдельных заземленных по концам стоек и простенков, широких обвязочных балок. Такие повреждения, приводящие к хрупким разрушениям по наклонным сечениям, появлению и раскрытию сквозных наклонных трещин, выкрашиванию и раздроблению бетона, часто наблюдались при землетрясениях в Сан-Фернандо 1971 г., Токачи -Оки 1968 г., Кайраккуме 1985 г.

В отдельных стенах-диафрагмах, ядрах жесткости, лифтовых шахтах, как и в крупнопанельных домах, большие сдвигающие нагрузки вызывают в первую очередь появление контурных трещин в местах сопряжений или примыканий конструкций, сдвиги по горизонтальным и вертикальным стыкам, а затем приводят к диагональным трещинам в глухих стенах и наклонным из углов оконных и дверных проемов, особенно в перемычках над ними.

Разрушения и повреждения от скалывания проявляются в виде вертикальных трещин в опорных (граневых) сечениях балок и панелей покрытия и междуэтажных перекрытий.

Разрушения и повреждения от кручения зданий наблюдаются в угловых вертикальных несущих элементах - колоннах, стенах-диафрагмах, ядрах жесткости в виде сетки произвольно ориентированных наклонных трещин.

Разрушения и повреждения от выдергивания арматуры, в том числе закладных деталей сборных конструкциях, имеют место в конструкциях каркасов зданий и элементах стенового ограждения.

Описанные типы повреждений и разрушений конструкций в чистом виде наблюдаются редко и, как правило, проявляются в самых разнообразных сочетаниях. Основная часть разрушений и повреждений вызвана расстройством стыковых соединений стержневых элементов и панелей зданий, интенсивными деформациями закладных деталей, обрушениями поддерживаемых конструкций из-за малой площади их опирания, разрушениями от соударения смежных отсеков зданий. При землетрясении в Дагестане, Газли, Бухаре, Кайракуме, Кишиневе наблюдались случаи расслоения монолитных железобетонных конструкций вдоль швов бетонирования или на участках замоноличивания, выполненных с нарушением технологических требований.

В целом степени повреждения зданий и показатели поврежденности железобетонных несущих конструкций определяются сеймотектоническими особенностями землетрясения и геологическими условиями площадки строительства, свойствами грунтов, спектральным составом, интенсивностью, продолжительностью, повторяемостью воздействий, объемно-планировочным и конструктивным решениями здания или сооружения, степенью антисейсмического усиления и качеством его выполнения, а также особенностями компоновки и конструирования элементов (степень насыщения арматурой и ее распределение по объему, толщина защитного слоя бетона, пластические свойства бетона и арматуры и т. п.) и их сопряжений.

Результаты многих обследований зданий свидетельствовали о существенном влиянии грунтово-геологических условий на степень и

характер повреждения конструкций. В ряде районов, где интенсивность колебаний не превышала 4—5 баллов, предварительные неравномерные осадки оснований были причиной весьма интенсивных деформаций и повреждений. По-видимому, назрела необходимость при расчете на сейсмические воздействия зданий, строящихся в районах с потенциально возможными просадками оснований, учитывать вероятность совместного проявления обоих факторов.

Следует отметить, что в зданиях с одинаковыми конструктивными схемами при различных сеймотектонических характеристиках землетрясений наблюдались повреждения, разные по характеру, по степени и возможности дальнейшего использования несущих конструкций. Так, импульсивный характер и небольшая продолжительность Баткено-Исфаринского землетрясения и преобладающее влияние вертикальных колебаний вызвали едва заметные горизонтальные трещины в консольных железобетонных конструкциях. При сравнительно продолжительном Карпатском землетрясении в аналогичных конструкциях наблюдались трещины до 0,5-2 мм, с шагом 20-30 см по высоте. Аналогичные трещины вдоль стыковых соединений панелей были отмечены при обследовании крупнопанельных зданий.

При повторных землетрясениях силой четыре – пять баллов меняются деформированные свойства сооружений: появляются макроповреждения, уменьшается частота колебаний. Учет таких изменений имеет важное значение для оценки прочности зданий и сооружений во время сильных землетрясений.

Обследования последствий разрушительных землетрясений позволяют выделить три основных вида разрушений, наблюдаемых в зданиях.[15]

К первому относятся деформации, возникшие из-за недостаточной прочности или полного отсутствия связей между несущими элементами здания. Этот вид разрушений наиболее опасен, так как при нем утрачивается

геометрическая неизменяемость сооружений. Таким образом, первая и наиболее опасная форма разрушения зданий – разрыва связей между конструктивными элементами, что чаще всего ведет к выпадению наружных стен или углов с последующим обрушением или возможностью обрушения перекрытий, а дальнейшим и самого здания.

Второй вид разрушений, принципиально отличный от первого, наблюдается, когда связи между основными конструкциями оказались достаточными для противодействия разрушающим усилиям и, следовательно, геометрическая форма здания осталась без изменения. Однако часть несущих конструкции оказывается неустойчивой при действии сейсмических сил в определенном направлении и не может сохранить равновесия только за счет связей с другими частями здания.

К третьему виду относятся деформации во второстепенных элементах, наиболее распространенные в современных многоэтажных зданиях, например повреждения перегородок и трещины в швах плит перекрытий.

В основном производится усиление и восстановление зданий, имеющих повреждения 2-го вида как наиболее массового вида разрушений. В некоторых случаях одни и те же конструктивные мероприятия применяются для восстановления здания, получивших разрушения 1-го и 2-го видов. При этом конструкции усиления отдельных элементов или стен должны объединяться в единую систему с помощью дополнительных связей.

Для того чтобы избежать излишних затрат на усиления, при строительстве в сейсмической зоне предусматривается возможность повреждения второстепенных элементов, восстановление которых связано небольшими расходами. К ним относятся перегородки, оконные переплеты, элементы сантехнического оборудования, заполнения каркасов, штукатурка стен, потолков, откосов, отдельные детали кровли, облицовка цокольной части здания и т.п.

В соответствии с видами разрушения существующие способы восстановления зданий могут быть подразделены на три типа:

I тип объединяет все приемы восстановления отдельных несущих элементов зданий.

II тип – способы восстановления связей между частями и элементами здания

III тип – способы восстановления и повышения пространственной жесткости здания, увеличения способности здания как системы в целом воспринимать и перераспределять сейсмическую нагрузку между всеми несущими элементами.

Для восстановления каркасных зданий после землетрясений, интенсивность которых превышает расчетную, применяется I тип и при значительном превышении расчетных нагрузок – II тип восстановления.

На основе указанных трех типов восстановления были разработаны «Рекомендации и типовые решения по восстановлению конструкции жилых и гражданских зданий, получивших повреждения в результате землетрясения», утвержденные Госстроем Республики Узбекистан, по которым восстановлены объекты, пострадавшие в результате Ташкентского землетрясения 26 апреля 1966г. Впоследствии указанные рекомендации стали одним из основных пособий при восстановлении зданий после Газлийского, Исфара – Баткенского и Западно-тяньшанского землетрясений.[10,11]

В работах подробно описаны наиболее характерные способы восстановления. [16,17,30,34,83,84,52,54,56,58,59].

Методы расчета и конструктивные антисейсмические мероприятия предусматривают обеспечение сейсмостойкости в первую очередь элементов каркасов, так как повреждение их приводит к выходу из эксплуатации всего здания.[12]

Каркасные здания относятся к числу наиболее сейсмостойких и подвергаются разрушением только при самых сильных землетрясениях.

Исключения обычно обусловлены либо низким качеством работ, либо ошибками, допущенными в проектах.

Изучение данных о повреждениях каркасных зданий приводит к выводу, что верхние и нижние этажи разрушаются примерно одинаково. В каркасных зданиях с достаточно большой по сравнению с высотой протяженностью в плане решающим фактором является величина перерезывающей силы, действующей в каждом этаже.

Анализ последствий землетрясений позволяет разделить причины повреждений зданий и сооружений на следующие группы:

повреждения, вызванные ошибками в исходных предпосылках – занижением сейсмичности площадки строительства и расчетной сейсмичности зданий и сооружений из – за отсутствия достаточных данных о землетрясениях за длительный период и низкого качества инженерно – геологических и сейсмологических изысканий;

повреждения из–за ошибок в проектировании, неудачного выбора общей конструктивной схемы зданий и основных строительных материалов, несоблюдения антисейсмических мероприятий;

повреждения, обусловленные неудовлетворительным качеством строительно–монтажных работ, отступлениями от проекта, низким качеством строительных материалов;

повреждения, связанные с нарушением режима эксплуатации здания или сооружения отсутствием периодических осмотров и капитального ремонта.

В результате 8 – бального Ташкентского землетрясения только в 13% зданий с железобетонным каркасом произошло легкие повреждения в узлах и умеренные повреждения в заполнении стен.[19].

1.3. Усиление и восстановление каркасных зданий в сейсмических районах.

При сильных землетрясениях многие здания и сооружения, даже запроектированные в соответствии с требованиями сейсмостойкости, получают значительные повреждения. Особенно серьезными бывают

повреждения в старых зданиях, запроектированных и построенных без учета требований сейсмостойкости. В подобных случаях необходимы срочные восстановительные работы, причем материалы, конструкции и методы восстановления могут быть различными в зависимости от местных условий.

Однако до настоящего времени отсутствуют научно обоснованные методы восстановления зданий и сооружений, поврежденных в результате сильных землетрясений. В «Строительных Нормах и Правилах» не были отражены вопросы, касающиеся восстановления таких зданий и четкого критерия понятия «недорогой ремонт». В нормах других стран они иногда приводятся, в частности, в Японии целесообразность ремонта ограничивается 10% - ной стоимостью всего сооружения.

Во многих сейсмически опасных городах и населенных пунктах имеется большое количество зданий, особенно жилых, сейсмостойкость которых по разным причинам недостаточна.

Авторами установлено, что стоимость восстановления зданий, построенных в Ташкенте без антисейсмических мероприятий, почти в 10 раз превышает стоимость восстановления зданий, построенных с соблюдением норм сейсмостойкости.[22,23,24]. Восстанавливать здания, поврежденными землетрясением, приходится в самые короткие сроки, поэтому ремонт их становится еще дороже. Антисейсмические мероприятия не только обеспечивают безопасность жизни людей, но дают определенную экономию денежных и материальных средств за счет сокращения размеров восстановительных ремонтов зданий в случае последующих землетрясений.

При восстановительных ремонтах зданий и сооружений предусматривались усиления несущих элементов конструкций, штукатурка и побелка, ремонт газового, водопроводного, отопительного электрического оборудования.

Во время восстановления Ташкента применялись несколько методов усиления конструкции поврежденных зданий. Для оценки экономической эффективности конструктивных мероприятий по

восстановлению произведен анализ затрат на примере нескольких зданий, восстановленных различными методами.

Практика показывает, что затраты на восстановление зданий должны обуславливаться не только сметной стоимостью восстановительных работ, но и размерами расходов строительных материалов, так как на усиление расходуется наиболее дефицитные материалы.

Кроме того, в числе пострадавших от землетрясения могут оказаться здания старой и более примитивной постройки, получившие настолько сильные повреждения, что затраты на их полное восстановление не оправдываются.

По отношению к подобным зданиям целью восстановительных работ является такая степень усиления, которая могла бы быть гарантировать от аварий и обеспечить нормальную эксплуатацию зданий в течение непродолжительного срока.

Обследования последствий разрушительных землетрясений, в том числе Ташкентского, позволяют выделить три основных вида разрушений, наблюдаемых в зданиях.

Первый вид обусловлен низкой прочностью или полным отсутствием связей между несущими элементами здания, что часто приводит к обрушению.

Второй вид разрушений характеризуется сохранением геометрической неизменяемости здания и связей между элементами, но сами элементы получают различные повреждения.

К третьему виду относятся разрушения и повреждения второстепенных элементов. Это – обрушение заполнений, трещины в перегородках, штукатурке потолков и лепных карнизах, обрушение труб, парапетов и щипцов, кирпичной и сырцовой кладки в пределах чердачного пространства и над кровлей и др.

Основной задачей является усиление и восстановление зданий, имеющих повреждения 2-го вида, как наиболее массового вида разрушений.

В некоторых случаях с помощью тех же конструктивных мероприятий можно восстанавливать здания, получившие разрушения 1–го вида. При этом конструкции усиления отдельных элементов или стен должны объединяться в единую систему с помощью дополнительных связей торкрет – штукатурка или торкрет – бетон по сеткам, соединенным через перекрытия устройством металлических связей в пересечениях стен, созданием специальных металлических связей по вертикали и горизонтали. Устройство антисейсмических поясов в зданиях, где они отсутствуют.

Способ усиления зависит от вида трещин. Например, если трещина является результатом разрыва кладки, то вводимое усиление с креплением должно работать на растяжение, т.е. иметь тип затяжки с армированием. При необходимости более сильного крепления стен, отклоняющихся в углах, устанавливаются в плане жесткие скрепляющие металлические диафрагмы.[63]

Если продольные стены отклоняются наружу, то с помощью металлических стяжек в уровне перекрытий они могут быть укреплены за другие более прочные и надежные продольные или поперечные стены здания. Обязательным условием при этом является достаточное натяжение стяжек и недопустимость их провисания. Надежнее поместить стяжки по толще перекрытий.

Натяжение может быть достигнуто за счет удлинения затяжек при нагревании и подвинчивания гаек при разогретых затяжках.

При отклонении стен в плане от прямой линии между торцами или между поперечными стенами целесообразно устройство сплошного жесткого горизонтального железобетонного пояса в уровне чердачного перекрытия по всему периметру стен, обязательно также взаимное соединение стен между собой и перекрытиями.[62].

Работы по восстановлению отдельных частей и конструкций зданий и сооружений должны производиться в определенной

последовательности, обеспечивающей наиболее быстрый ввод восстанавливаемого здания или сооружения в эксплуатацию.

В зависимости от объема разрушения могут иметь место следующие виды работ [25 и 26]:

- ремонт поврежденных частей здания и замена отдельных элементов и конструкций;
- восстановление разрушенной части здания;
- полное восстановление здания;

Работы по восстановлению здания с серьезными повреждениями проводятся в следующем порядке:

- разборка угрожающих обвалом частей здания;
- установка креплений для поддержания не разбираемых конструкций и обеспечения устойчивости здания;
- разборка и удаления завалов;
- установка дополнительных креплений, необходимость которых выясняется в процессе очистки;
- разборка удаляемых конструкций;
- замена поврежденных конструкций новыми при соблюдении следующей очередности:
 - а) вырезка восстанавливаемого участка от невозстанавливаемой части здания;
 - б) восстановление опор стен первого этажа и несущих конструкции в полном объеме;
 - в) восстановление междуэтажных перекрытий, стропил, несущих конструкций кровли и самой кровли.

Работы по разборке разрушенных зданий и сооружений, предназначенных к сносу, а также по очистке дворовой территории от завалов должны производиться как первоочередные, с целью получения строительных материалов и для создания нормальных условий эксплуатации соседних уцелевших зданий и сооружений.

В зависимости от состояния здания следует придерживаться такого порядка разборки, который позволил бы получить наибольшее количество материалов для повторного использования.

По прочности следует различать конструкции:

не требующие предварительного укрепления перед ремонтом, на которые можно передать дополнительную нагрузку от подвешиваемых или опираемых подмостей;

требующие укрепления для производства ремонта, но не допускающие опирания или подвешивания подмостей;

требующие дополнительного ремонта и, во избежание обрушения, предварительно укрепленные стойками, подпорками и тому подобными временными конструкциями.

Укрепление конструкций, потерявших свою прочность или устойчивость, производится путем подстановки стоек, козел подкосов, упоров, подвешивания поврежденной конструкции к другим, сохранившим достаточную прочность, и тому подобных простейших решений, применяемых обычно при производстве строительных работ.

Материалами для этих креплений служат: дерево, металлические балки, рельсы, трубы, проволоки, тросы.

К наиболее характерным случаям разрушения каменных конструкций относятся следующие:

заделка отдельных пробоин, не требующих креплений;

перекладка стен, разрушенных настолько, что требуется предварительное крепление расположенных на них конструкций;

постоянные или временное крепление наклоненной стены без перекладки ее.

При восстановлении стен должны быть предварительно приняты меры к переносу нагрузок, от опирающихся на перекладываемую стену конструкций, на временные опоры, а также устроены необходимые крепления.

Стены частично поврежденные, имеющие трещины, отдельные пробоины, но не отклонившиеся от вертикального положения, в отдельных случаях можно ремонтировать путем расчистки разрушенных частей стены и заполнения их кладкой по возможности теми же материалами, из которых выполнена стена.

Стены, отошедшие от вертикального положения, восстанавливаются путем устройства дополнительных поперечных связей, креплением или устройством обойм.

В случае невозможности произвести работы по укреплению, кладка разбирается и возводится новая стена.

Стена при отклонении верха или ее выпучивании, превышающем одну треть толщины, должны рассматриваться как угрожающей быстрым разрушением и может быть сохранена лишь временно при хорошей связи с перекрытиями, недеформированными стенами и при условии немедленного ее укрепления. Если отклонение или выпучивание стены не превышает одной трети ее толщины, то она при отсутствии надлежащих связей должна быть не медленно укреплена.[61].

При наклоне или выпучивании стены менее одной шестой толщины временное крепления не требуется. Отклонение стены от вертикали определяются при помощи отвеса или в особо сложных и ответственных случаях теодолитом.

Признаками наклона стены могут служить трещины, отделяющие ее от поперечных стен, перекрытий (по внутренним карнизам) и в местах заделки концов блок в стены.

Укрепление наклонившихся стен в зависимости от их высоты следует производить одним из следующих способов:

при высоте стен до 6 м простыми подкосами под углом $45-60^{\circ}$, при высоте стен до 12 м – двойными деревянными подкосами или подкосами из металлических балок;

если две параллельные стены имеют наклон в разные стороны, то их укрепление может быть произведено при помощи горизонтальных стяжек;

при большой протяженности и высоте наклонившихся стен могут применяться временные расчалки с натяжными муфтами, укрепляемые к нижней части соседних неповрежденных стен или же к сваям, забитым или врытым в землю;

в случаях, когда вблизи наклонившейся стены имеются достаточно устойчивые стены соседних зданий, возможно устройства распорок, устанавливаемых между стенами этих зданий;

при обрушении перекрытий в многоэтажных или в высоких одноэтажных зданиях, наружные стены становятся малоустойчивыми, для повышения устойчивости таких стен необходимо раскрепление их при помощи растяжек и распорок.

При невозможности постановки растяжек с двух сторон применяется одностороннее укрепление стен растяжками, при этом кроме растяжек следует поставить распорки, поддерживаемые временными стойками.

Стягивание стен производится при помощи скруток из катанки и бревен; в случае скрепления стен без перекладки, они укрепляются при помощи железобетонных или металлических колонн и связей.

при наличии в простенках большего количества значительных трещин и при быстром их развитии (увеличение ширины трещин и их количества), восстановление стены связано с опасностью для работающих; в этом случае стену следует разобрать.[45].

Процесс развития трещин можно определить наблюдениями и установкой горизонтальных гипсовых маяков на поврежденных простенках. Гипсовые маяки сечением 50 x 5 мм ставятся в виде полос по всей ширине простенка.

В случае, когда разрывы маяков происходят меньше чем через полчаса после их установки, то ставят новые маяки. Если разрывы этих последних маяков происходят с возрастающей скоростью, то следует

считать, что стена угрожает немедленным обвалом и должна быть разобрана или свалена.если же наблюдение за последовательно устанавливаемыми маяками свидетельствует о замедлении или отсутствии развития трещин, то надо срочно ставить временные крепления (стойки).[45]

Значительные по величине трещины одиночного характера в глухих стенах или перемычках не представляют опасности, если не сопровождаются большим наклоном стен.

Если в стенах имеются большие отверстия или выбитые простенки, но опасений быстрого обрушения вышележащей кладки нет, то необходимо немедленно установить временные стойки для поддержания кладки. После установки стоек отверстия заделываются кладкой, зачастую с обивкой сетками.

Заделка больших отверстий производится поочередно участками, начиная с простенков, а при глухих стенах – начиная с краев.

Удаление подпорок производится по ходу заделки отверстий на отдельных участках;

отверстия шириной не более 2 м в глухих стенах стойками не укрепляются и заделываются кладкой с предварительным удалением разрушенных частей; временно возможна заделка небольших отверстий двумя обшивками из досок заполнением теплоизолирующим материалом;

если разрушению кладку опирались балки перекрытия, то до начала заделки под несущие конструкции подводят временные опоры, сохраняя их до достижения отремонтированным участком полного набора прочности. Перед снятием временной опоры зазор между концами балок и опорной поверхностью кладки необходимо тщательно начеканить жестким цементным раствором;

разрушенные перемычки над проемами подлежат временному укреплению, а в дальнейшем частичной или полной замене новой кладкой;

при отделении заполнения от каркаса и отклонении от вертикали делается временное укрепление путем постановки сжимов с двух сторон и креплением их к каркасу.[37]

Опасность обрушения поврежденных столбов определяется так же, как и для простенков.

Разрушенные или сильно поврежденные столбы в случае необходимости заменяются деревянными стойками.[38]

При наличии в столбах трещин, вызванных перегрузкой, необходимо немедленно разгрузить их путем установки временных стоек.

Стойки (2-4шт) ставятся под прогоны перекрытий, опирающихся на поврежденные столбы. При появлении трещин в столбах нижнего этажа многоэтажного здания временные стойки ставятся также и в вышележащих этажах.[37]

Выводы по главе I.

1. В связи с ухудшением технического состояния эксплуатируемых зданий при сильных землетрясениях, требуется ускоренное совершенствование ликвидации повреждений несущих конструкций и их эффективного усиления.

2. Усиления здания в сейсмических районах является требующей решения комплекса следующих взаимосвязанных вопросов:

определить причин появления повреждения;

обследованные конструкции здания;

внедрение доступных, простых и технологичных методов восстановления здания.

Глава 2. Технические обследование 4-х этажного производственного здания

2.1. Объемно-планировочные и конструктивные решения здания.

Обследованный четырехэтажный каркасный здания, расположенное в Мирабадском районе г.Ташкенте по ул. проспект, 53. Здание четырехэтажное, прямоугольной формы размерами в плане 89,1х24,0м в осях 1-17/А-Д. Здание разделен на 2 отсека температурно-осадочным швом в осях 1-9/А-Д и 10-17/А-Д. Здание четырехпролетное, с шириной пролетов 6,0м и высота этажей от пола до пола следующего этажей составляют — 4,8м. Здание выполнено в конструкциях для многоэтажных производственных зданий - железобетонные двухъярусные колонны сечением 400х600мм (сечение колонн на 1-ом и 2-ом этажах), 400х400мм (сечение колонн на 3-м и 4-м этажах) с шагом в продольном направлении 5,5...6,0...5,5м, со сборными железобетонными ригелями поперечного направления таврового сечения. Перекрытия и покрытие из ребристых плит и ребристых монолитных участков высотой 400мм.

Ограждающие конструкции - стеновые панели для производственных зданий толщиной 250мм.

Основная часть перегородок из кирпичной кладки, толщиной 120, 250мм установлена в створе несущих конструкций каркаса.

В здание имеются две встроенные лестничные клетки. Первая лестничная клетка расположена в осях 2-3/А-Б и вторая лестничная клетка расположена в осях 14-15/А-Б обе лестничные клетки начинаются с нулевого уровня и проходят все 4 этажа.

2.2. Инженерно-геологического условия участка строительство.

2.2.1. Инженерного- геологические условия

Обследуемое здание расположено на территории бывшего швейного предприятия «Учкун», на правом берегу Салар, напротив железнодорожного вокзала «Северный».

Здание 4-х этажное промышленного типа, прямоугольной формы. Территория, прилегающая к зданию ровная, с асфальтобетонным покрытием, включая отмостки по периметру. Учитывая, что в настоящее время идет реконструкция здания, территория по периметру захлавлена строительным мусором.

В геоморфологическом отношении район участка, приурочен к поверхности 2-ой террасы р. Чирчик, сложенной галечниками, прикрытыми с поверхности лессовидными грунтами, мощностью 2,0-2,5м.

Непосредственно на участке, лессовидные грунты практически замещены галечниками Саларских отложений, вложенными в русло Салара и смыкающиеся с аллювиальными галечниковыми грунтами 2-ой террасы р. Чирчик.

Галечники средней и мелкой крупности, с включением валунов до 20% и гравийно-песчаным заполнителем. Галька окатанная и полуокатанная из изверженных и метаморфических пород. Мощность галечников несколько десятков (до 30м) метров.

Распространяется галечник повсеместно с глубины 2,0-2,5м от поверхности земли. Обратная засыпка пазух фундаментов представлена чистой галькой с гравийным заполнителем.

Грунтовые воды на участке, в период максимума, залегают на глубине 3,5-4м от поверхности земли и подходят непосредственно под подошву фундаментов. Воды пресные и неагрессивные к бетонам на всех сортах цемента, при содержании солей -420мг/л, ионов хлора - 20мг/л, сульфатов - 160мг/л.

Следует отметить, что обследуемое здание производственного назначения, имеет значительное количество подземных коммуникаций, многие из которых водонесущие и имеют в настоящее время утечки.

2.2.1. Основание и фундаменты

В результате контрольного вскрытия фундаментов внутри производственного здания и по внешней продольной стене (во дворе) установлено:

Основанием фундаментов служат вышеописанные галечники. Галечники относятся в одному инженерно-геологическому 'элементу и характеризуются следующими значениями показателей своих деформационных и прочностных свойств:

плотность фунтов естественной влажности - $2,1 \text{ т/м}^3$;

удельное сцепление - 2 КПа;

-угол внутреннего трения - 43° ;

модуль общей деформации - 50 МПа;

расчетное сопротивление - 600 КПа. Галечники малосжимаемые, непросадочные, являются надежным естественным основанием.

- Обратная засыпка пазух фундаментов выполнена из чистой гальки с гравием до 1м с включением строительного мусора, засыпка слежавшаяся. С поверхности засыпка прикрыта бетонными полами или отмостками, толщиной 100- 200мм. Под полом проложены водонесущие коммуникации из труб диаметром до 200мм, из которых местами наблюдаются утечки.

Нарушений целостности полов и отмосток не наблюдается.

Содержание солей, в фунтах окружающих фундаменты составляет 1180 мг/кг, ионов хлора - 190 мг/кг, сульфатов - 340 мг/кг. Такие грунты являются неагрессивной средой к бетонам на портландцементе.

Фундаменты несущих колонн здания, сечением 600х400мм, отдельные с высоким стаканом, железобетонные, монолитные. Размер подошвы

фундамента внутри здания 2900x2900мм (вскрытие №1), по наружной стене 2400x3000мм (вскрытие №2). Глубина заложения -2,80м от уровня пола здания или -2,85м уровня земли (отмостки).

Боковой битумной обмазки и подбетонки фундаменты не имеют. Нарушений целостности, коррозии поверхностей фундаментов не наблюдается. В целом состояние фундаментов удовлетворительное. Класс бетона В 15,0.

Выводы и рекомендации

Основанием фундаментов несущих колонн обследованного здания, служат галечники 1-го ИГЭ, с расчетным сопротивлением равным бООКПа и значениями показателей своих прочностных и деформационных свойств, приведенными в тексте.

Галечники малосжимаемые, непросадочные и являются надежным естественным основанием. [36]

Грунтовые воды, в период максимума, залегают на глубине 3,5-4,0м от поверхности земли и подходят под подошву фундаментов. Воды пресные и неагрессивные к бетонам на всех сортах цемента.

Грунты, прилегающие к фундаментам, также являются неагрессивной средой к бетонам на портландцементе.

Обратная засыпка пазух фундаментов выполнена из чистого галечника с гравием с включением строительного мусора до глубины 1м. Засыпка слежавшаяся. Нарушений целостности полов и отмосток не наблюдается.

Фундаменты под несущими железобетонными колоннами здания отдельные, с высоким стаканом, железобетонные монолитные. В тексте и графическом приложении приведено описание состояния, размеры и конструкция вскрытых фундаментов. В целом их состояние удовлетворительное. Класс бетона В 15,0.

Сейсмичность участка по карте СМР г. Ташкента - 8 баллов. Категория грунтов по сейсмическим свойствам - вторая.

2.3. Результаты обследования здания.

Здание четырехэтажное, прямоугольной формы размерами в плане 89,1х24,0м в осях 1-17/А-Д. Здание разделен на 2 отсека температурно-осадочным швом в осях 1-9/А-Д и 10-17/А-Д. Здание четырехпролетное, с шириной пролетов 6,0м и высота этажей от пола до пола следующего этажей составляют — 4,8м. Здание выполнено в конструкциях для многоэтажных производственных зданий - железобетонные двухъярусные колонны сечением 400х600мм (сечение колонн на 1-ом и 2-ом этажах), 400х400мм (сечение колонн на 3-м и 4-м этажах) с шагом в продольном направлении 5,5...6,0...5,5м, со сборными железобетонными ригелями поперечного направления таврового сечения. Перекрытия и покрытие из ребристых плит и ребристых монолитных участков высотой 400мм.

Ограждающие конструкции - стеновые панели для производственных зданий толщиной 250мм.

Основная часть перегородок из кирпичной кладки, толщиной 120, 250мм установлена в створе несущих конструкций каркаса.

В здание имеются две встроенные лестничные клетки. Первая лестничная клетка расположена в осях 2-3/А-Б и вторая лестничная клетка расположена в осях 14-15/А-Б обе лестничные клетки начинаются с нулевого уровня и проходят все 4 этажа.

Кровля здание двухскатная из деревянных конструкций, с организованным наружным водостоком.

Фундаменты несущих колонн здания, сечением 600х400мм, отдельные с высоким стаканом, железобетонные, монолитные. Размер подошвы фундамента внутри здания 2900х2900мм (вскрытие №1), по наружной стене 2400х3000мм (вскрытие №2). Глубина заложения -2,80м от уровня пола здания или - 2,85м от уровня земли (отмотки).

Колонны в данном каркасе приняты сечение колонн на 1-ом и 2-ом этажах составляет 400х600мм. На 3-м и 4-м этажах сечение колонн

составляет 400х400мм. Шаг колонн в продольном направлении составляет 6,0м, в поперечном направлении шаг колонн составляет 6,0м.

Колонны.

1-й этаж отм. 0,000 и 2-этаж отм. 4,800мм.

По результатам лабораторного обследования установлено, что основные колонны сборного железобетонного каркаса, расположенные по осям «А»;

Д», (крайние), сечением 400х600мм с одной консолью длиной 350мм. Шаг колонн в продольном направлении в осях составляет 6,0м. Данные колонны имеют марку бетона кл. «В-25». Вскрытие данных колонн выявило наличие 8ф28 АШ и 4ф25 АШ. Вскрытие узла стыковки колонны подвала с колонной 1-го этажа выявило, что колонны стыкуется между собой с помощью арматурных стержней ф28АШ длиной 310мм в количестве 3-х штук в поперечном направлении и 2-х штук в продольном направлении. Данные арматурные стержни 028АШ длиной 320мм привариваются к металлическим пластинам 8= 14мм колонн, которые расположены в оголовке колонны и соответственно в основании колонны. Величина зазора стыкуемых колонн составляет 40мм. Колонны, расположенные по осям Б, В, Г/1-17 сечением 400х600 (1-й и 2-й этажи) с двумя консолями (средние). Шаг колонн в продольном направлении в осях составляет 6,0м. Данные колонны имеют марку бетона кл. «В-25». Вскрытие данных колонн выявило наличие 12ф28АШ в продольном и поперечном направлении. Общая площадь сечения составляет 73,896см². При визуальном обследовании всех колонн трещин в теле бетона колонн, видимых геометрических отклонений в них не обнаружено.

3-й этаж отм. 9,600 и 4-этаж отм. 14,400мм.

По результатам лабораторного обследования установлено, что основные колонны сборного железобетонного каркаса, расположенные по осям «А»; «Д», (крайние), с одной консолью длиной 350мм.с одной консолью сечением 400х400мм. Шаг колонн в продольном направлении в осях составляет 6,0м. Данные колонны имеют марку бетона кл. «В-25». Вскрытие данных колонн

выявило наличие 8ф28АШ общей площадью армирования 49,26см². Вскрытие узла стыковки колонны 2-го этажа с колонной 3-го и 4-го этажей выявило, что колонны 2-го этажа и колонны 3-го и 4-го этажей крепятся друг к другу с помощью арматурных стержней ф32АШ длиной 250мм в количестве 2-х штук в продольном поперечном направлениях. Данные арматурные стержни ф 32АШ длиной 250мм привариваются к металлическим пластинам 5= 12мм колонн, которые расположены в оголовке колонны и соответственно в основании колонны.

Колонны, расположенные по осям Б, В, Г/1-17 сечением 400х600 (1-й и 2-й этажи) с двумя консолями (средние), сечением 400х400мм. Шаг колонн в продольном направлении в осях составляет 6,0м. Данные колонны имеют марку бетона кл. «В-25». Вскрытие данных колонн показало наличие 4ф28АШ и 4ф25АШ. Общая площадь сечения составляет 44,26см². Вскрытие узла стыковки колонн 2-го этажа с колонной 3-го и 4-го этажей показало, что колонны стыкуется между собой с помощью арматурных стержней ф28АШ в количестве 3-х штук в поперечном направлении и 2-х штук в продольном направлении. Данные арматурные стержни привариваются к металлическим пластинам 8= 12мм колонн, которые расположены в оголовке колонны и соответственно в основании колонны.

При визуальном обследовании всех колонн трещин в теле бетона колонн, видимых геометрических отклонений в них не обнаружено. При выполнении обмерочных работ 3-го и 4го этажей, замечены отклонения в горизонтальном направлении от проектных осей в продольном и поперечном направлениях.

По фактическим результатам обследования здания выполнен пространственный расчет согласно требованиям КМК 2.01.03-96. Пространственный расчет с учетом сейсмических воздействий показал, что максимальное расчетное требуемое значение общей площади сечения арматуры крайних колонн 1-го и 2-го этажей составляет 41,7см², а фактически, данные колонны заармированы арматурой общей площадью 63,91см², т.е. фактическое

значение превышает расчетное на $22,21\text{см}^2$ или на 53,3%. Из этого следует, что крайние колонны 1-го и 2-го этажей имеют достаточную несущую способность, большой запас прочности и в усилении они не нуждаются.

Максимальное расчетное значение общей площади армирования средних колонн 1-го и 2-го этажей составляет $41,26\text{см}^2$, а фактически, данные колонны заармированы арматурой общей площадью $73,896\text{см}^2$, т.е. фактическое армирование превышает расчетное на $32,636\text{см}^2$ или 55,8%. Из этого следует, что колонны имеют достаточную несущую способность, большой запас прочности и в усилении они не нуждаются.

Максимальное расчетное значение общей площади армирования крайних колонн 3-го и 4-го этажей составляет $35,64\text{см}^2$, а фактически, данные колонны заармированы арматурой общей площадью $49,26\text{см}^2$, т.е. фактическое значение превышает расчетное на $13,62\text{см}^2$ или на 38%. Из этого следует, что крайние колонны имеют достаточную несущую способность, большой запас прочности и в усилении они не нуждаются.

Максимальное расчетное значение общей площади армирования средних колонн 3-го и 4-го этажей составляет $35,68\text{см}^2$, а фактически, данные колонны заармированы арматурой общей площадью $44,26\text{см}^2$, т.е. фактическое армирование превышает расчетное на $8,58\text{см}^2$ или 72%. Из этого следует, что колонны имеют достаточную несущую способность, большой запас прочности и в усилении они не нуждаются.

Ригели.

По результатам лабораторного обследования установлено, что несущие ригеля длиной 6,0м с двумя опорными консолями выполнены из бетона кл. «В-25». Вскрытие данного ригеля в нижней зоне в середине пролета выявило наличие 302ОАШ. Вскрытие данного ригеля в верхней зоне в середине пролета выявило наличие 2016АШ. Вскрытия ригеля в верхней зоне у опоры выявило наличие 2036А1П. Фактическая общая площадь армирования несущего ригеля длиной 6,0м, на опоры составляет $33,3\text{см}^2$, в середине площадь армирования составляет $16,98\text{см}^2$.

При визуальном обследовании всех несущих ригелей трещин в теле бетона и видимых прогибов и других дефектов не обнаружено. При проведении обмерочных работ обнаружены многочисленные монтажные сдвижки ригелей от оси колонн. Ригели установлены на консоли колонн и соединены в опорной части на сварке закладных деталей. Верхняя арматура ригелей соединена на ванной сварке с выпусками колонн.

По фактическим результатам обследования здания выполнен пространственный расчет каркаса с учетом сейсмических воздействий. Пространственный расчет показал, что максимальное расчетное значение общей площади армирования 6,0м ригелей на опоре составляет $4,28\text{см}^2$, середине пролета расчетное значение составляет так же $4,28\text{см}^2$.

Фактически данные участки заармированы арматурой общей площадью на опоре $38,222\text{см}^2$, в середине пролета $21,88\text{см}^2$. т.е. фактическое значение на опоре превышает расчетное на $33,942\text{см}^2$, в середине пролета на $17,06\text{см}^2$. Из этого следует, что несущие ригеля длиной 6,0м (средние) имеют достаточную несущую способность, большой запас прочности и в усилении они не нуждаются.

Максимальное расчетное значение общей площади армирования 6,0м ригелей (в уровне покрытия) на опоре составляет $4,28\text{см}^2$, середине пролета максимальное расчетное значение площади армирования составляет $4,28\text{см}^2$.

Фактически данный ригель участка заармирован арматурой общей площадью на опоре $29,7\text{см}^2$, в середине пролета $13,43\text{см}^2$. т.е. фактическое значение на опоре превышает расчетное на $25,42\text{см}^2$, в середине пролета на $9,15\text{см}^2$. Из этого следует, что крайние ригеля длиной 6,0м имеют достаточную несущую способность, большой запас прочности и в усилении они не нуждаются.

Перекрытием блоков здания служат сборные железобетонные ребристые плиты длиной 5550мм, шириной 1500 и высотой 400мм. Конструирование изделий и армирование были осуществлены в соответствии с техническими условиями на эти изделия. Плиты перекрытия загружены:

Керамзитом толщиной $8=40\text{мм}$ $\gamma=600\text{кг/м}^3$

Цементной стяжкой толщиной $5=80\text{мм}$

Мозаичным полом толщиной $5=40\text{мм}$.

Швы между плитами заделаны цементным раствором.

Визуальный осмотр всех плит перекрытия показал, что трещин, протечек (от водопроводных и канализационных труб) и видимых прогибов не обнаружено. Вскрытие низа несущего ребра плиты выявило наличие в нем арматуры 2028А1П. Марочная прочность плиты составляет В-25. Конструирование изделий и армирование были осуществлены в соответствии с техническими условиями на эти изделия П1-6. Плиты может воспринять нагрузки 3600кг/м^2 . Фактическая собранная нагрузка на плиту составляет $850,1\text{кг/м}^2$. т.е. запас прочности имеется более 4-х раз.

Покрытием блоков здания служат сборные железобетонные ребристые плиты длиной 5550мм, шириной 1500 и высотой 400мм. Конструирование изделий и армирование были осуществлены в соответствии с техническими условиями на эти изделия.

Визуальный осмотр низа плит покрытия показал, что в блоках обнаружены протечки и высолы. Так же при визуальном осмотре плит трещин и недопустимых прогибов в них не обнаружено.

Вскрытие низа несущего ребра плиты выявило наличие в нем арматуры 2028АШ. Марочная прочность плиты составляет В-25. Конструирование изделий и армирование были осуществлены в соответствии с техническими условиями на эти изделия Ш-6. Плиты может воспринять нагрузки 750кг/м^2 . Фактическая собранная нагрузка на плиту составляет $365,5\text{кг/м}^2$. т.е. запас прочности у плит составляет - 52%.

Выводы: Плиты перекрытия и покрытия имеют достаточный запас прочности и в усилении не нуждаются.

Перегородки во всех этажах полностью кирпичные, толщиной 120мм, установлены на всю высоту этажей с горизонтальным армированием из 206А1 через 10 рядов кладки и необходимыми зазорами 10... 15мм между

кладкой и конструкциями каркаса, однако без вертикальных элементов жесткости. В подвале кирпичные перегородки выполнены толщиной 250мм. Перемычки дверных проемов арморастворные, с каркасами из 3022АШ.

Ограждающие стены смонтированы из стеновых панелей по серии 1,432-5, вып.0-3: толщиной 250мм. стеновые панели крепятся к основным колоннам каркаса через уголкового замка, т.е. фактически выполнено шарнирное крепление в соответствии с требованиями сейсмических норм.

При визуальном обследовании стеновых панелей с наружной и внутренней стороны трещин, выгибов и других дефектов не обнаружено.

Кровля двухскатная чердачная, выполнено в деревянных несущих конструкциях. Высота кровли в средней части - 2,1м. Стропила установлены с шагом 0,85м, имеют сечение: $B = 16-18\text{см}$, $b = 3,5-4,5\text{см}$. Подстропильные балки применены в виде бревен $\varnothing 18-20\text{см}$ или двух спаренных досок сечением $b = 15-17\text{см}$, $b = 3,5-4,5\text{см}$. Стойки подстропильные применены в виде бревен $\varnothing 18-20\text{см}$ и установлены через 2,4м. на кирпичные наружные стены уложены в продольном направлении деревянные балки, выполненные из половины бревна $\varnothing 18-20\text{ см}$, на которые опираются стропильные конструкции. У основания стоек установлены деревянные балки, уложенные в продольном направлении ширина балок до 18 см. на деревянные балки опираются деревянные подкосы, выполненные из половины бревна $\varnothing 18-20\text{см}$ или досок сечением $B = 15-17\text{см}$, $b = 3,5-4,5\text{см}$. На деревянные стропила уложена обрешетка сечением 50x50мм с шагом 0,5м.

Все деревянные конструкции кровли выполнены без обработки огнестойкими противопожарными составами и необходимо обработать огнезащитными составами. В качестве утеплителя поверх плит покрытия использован керамзит толщиной 10-15см. Техническое состояние деревянных конструкций считается удовлетворительными.

Кровля — из асбестоцементных шиферных листов по деревянной обрешетке. Техническое состояние шиферных листов удовлетворительные.

Отмостки по периметру здания асфальтобетонные толщиной 50...60мм по бетонной подготовке толщиной 150...200мм.

Планы этажей, перекрытий, кровли здания, разрез, фотографии представлены на листах настоящего отчета.

2.2.3. Оценка прочностных характеристик материалов несущих конструкций.

Определение фактических прочностных характеристик железобетонных конструкций проводились методом пластических деформаций склерометром ОМШ-1 в соответствии с требованиями РСТ Уз 872-98 «Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля» и «Руководства по определению и оценке прочности бетона в конструкциях зданий и сооружений» М, Стройиздат, 1979г.

На испытываемых участках после соответствующей обработки поверхности регистрировались параметры косвенных показателей величины упругого отскока Б;

Единичное значение прочности K_0 бетона на участке определялось по формуле:

$K_0 = R_{ch} / X_{Kc}$, где K_{ch} - значение прочности бетона, полученное по зависимости Б-К (по тарировочной кривой).

K_c - коэффициент сопоставимости по приложению 4 «Руководства...» Для оценки прочности бетона вычислялось среднее значение прочности, равное:

n % и характеристика изменчивости прочности бетона.

При оценке по средней прочности бетона должны одновременно соблюдаться следующие условия:

где V - характеристика изменчивости прочности, определяемая по разности между максимальным K_{max} и минимальным K_{min} значениями прочности на участках объекта контроля:

$$V = (K_{max} - K_{min}) / K_{ср}$$

V^T - максимально допустимое значение этой характеристики, принимаемое в зависимости от числа участков испытаний n :

П	3	4	5	6	7	8	9	10
В ^т	0,2	0,	0,3	0,3	0,3	0,3	0,	0,
	3	28	1	4	7	9	41	42

Результаты испытаний прочности бетона железобетонных конструкций приведены в табл. 2.2.1.

В осях	Косвенные показатели		кгс / 2 СМ	к, кгс/ см ²		В<В (5	марк а класс бетона
	Текущие	Ср еди на						
1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>Монолитные железобетонные фундаменты</i>								
1		35,	20	197,	17	0,09 <0,28	-	197, 8 M200 B15
2		35,	20					
3		33,	18					
4		35,	20					
5		35,	20					
6		35,	19					
7		36,	20					
8		36,	20					
9		33,	18					
<i>Сборные железобетонные колонны каркаса 1 этажа</i>								
1		40,	25	263,	36	0,14 <0,37	-	263, 7 M250 B20
2		40,	25					
3		40,	26					
4		41,	27					
5		41,	26					
6		40,	25					
7		41,	27					
8		41,	27					
9		39,	24					
1		41,	27					
<i>Сборные железобетонные колонны каркаса 2 этажа</i>								
1		40,	25	266,	36	0,14 <0,37	-	266, 1 M25 0 B20
2		40,	25					
3		40,	26					
4		41,	27					
5		40,	25					
6		41,	26					
7		41,	27					
8		40,	25					
9		41,	27					
1		40,	26					
<i>Сборные железобетонные колонны каркаса 3-4 этажей</i>								
1		40,	25					
2		41,	26					
3		41,	26					
4		42,	28					

Прочностные характеристики материалов железобетонных конструкций

5	4	4	4	4	4	43,0	305,	279,3	48	0,17< 0,42	1,05	293,0 М300
6	4	4	4	4	4	42.6	294.					
7	4	4	4	4	4	41.0	268.					
8	4	4	4	4	4	42.4	293.					
9	3	4	4	4	4	40.4	257.					
10	4	4	4	4	4	42.8	298.					
<i>Сборные железобетонные ригели перекрытия 1 этажа</i>												
1	4	4	4	4	4	41.2	268.	283,9	29	0.К0. 39	1,05	298.0 М300 В22.5
2	4	4	4	4	4	42.8	297.					
3	4	4	4	4	4	42.0	282.					
4	4	4	4	4	4	41.8	278.					
5	4	4	4	4	4	42.0	282.					
6	4	4	4	4	4	42.2	285.					
7	4	4	4	4	4	42.2	285.					
8	4	4	4	4	4	42.6	294.					
9	4	4	4	4	4	43.0	305.					
10	4	4	4	4	4	41.8	278.					
<i>Сборные железобетонные ригели перекрытия 2 этажа</i>												
1	4	4	4	4	4	43.4	312.	302,0	30	0.К0. 37	-	302.0 М300 В22.5
2	4	4	4	4	4	43.2	306.					
3	4	4	4	4	4	42.8	298.					
4	4	4	4	4	4	43.0	302.					
5	4	4	4	4	4	42.8	298.					
6	4	4	4	4	4	42.2	285.					
7	4	4	4	4	4	43.6	315.					
8	4	4	4	4	4	42.0	282.					
9	4	4	4	4	4	42.2	285.					
10	4	4	4	4	4	42.6	294.					
<i>Сборные железобетонные ригели перекрытия 3-4 этажей</i>												
1	4	4	4	4	4	43.0	302.	323,5	78	0,24< 0,42		332.5 М300 В25
2	4	4	4	4	4	43.0	305.					
3	4	4	4	4	4	44.2	326.					
4	4	4	4	4	4	43.4	312.					
5	4	4	4	4	4	43.2	306.					
6	4	4	4	4	4	43.4	311.					
7	4	4	4	4	4	44.2	326.					
8	4	4	4	4	4	45.2	341.					
9	4	4	4	4	4	46.8	380.					
10	4	4	4	4	4	44.2	326.					
<i>Сборные ребристые плиты перекрытий 1-этажа</i>												
1	4	4	4	4	4	43.8	319.	312,9	45	0,14< 0,42		312.9 М300 В25
2	4	4	4	4	4	42.8	298.					
3	4	4	4	4	4	43.2	306.					
4	4	4	4	4	4	43.0	302.					
5	4	4	4	4	4	45.0	343.					
6	4	4	4	4	4	43.6	317.					
7	4	4	4	4	4	44.6	328.					
8	4	4	4	4	4	43.4	312.					
9	4	4	4	4	4	43.2	306.					
10	4	4	4	4	4	42.8	298.					
I												

1	2						3	4	5	6		
<i>Сборные ребристые плиты перекрытий 2 этажа</i>												
1	4	4	4	4	4	43.0	302	323,5	78	0,24< 0,42		323,5 M300 B25
2	4	4	4	4	4	43.0	305					
3	4	4	4	4	4	44.2	326					
4	4	4	4	4	4	43.4	312					
5	4	4	4	4	4	43.2	306					
6	4	4	4	4	4	43.4	311					
7	4	4	4	4	4	44.2	326					
8	4	4	4	4	4	45.2	341					
9	4	4	4	4	4	46.8	380					
10	4	4	4	4	4	44.2	326					
<i>Сборные ребристые плиты перекрытий 3 этажа</i>												
1	4	4	4	4	4	43.4	311	332,1	83	0,25< 0,42	-	332,1 M300 B25
2	4	4	4	4	4	44.2	326					
3	4	4	4	4	4	45.2	340					
4	4	4	4	4	4	46.8	380					
5	4	4	4	4	4	44.2	326					
6	4	4	4	4	4	43.2	306					
7	4	4	4	4	4	44.8	338					
8	4	4	4	4	4	42.8	297					
9	4	4	4	4	4	44.4	330					
10	4	4	4	4	4	46.2	366					
<i>Сборные ребристые плиты перекрытий 4 этажа</i>												
1	4	4	4	4	4	43.4	312	328,2	29	0,24< 0,42	-	328.2 M300 B25
2	4	4	4	4	4	43.2	306					
3	4	4	4	4	4	46.8	380					
4	4	4	4	4	4	44.2	326					
5	4	4	4	4	4	46.8	380					
6	4	4	4	4	4	44.2	326					
7	4	4	4	4	4	44.8	338					
8	4	4	4	4	4	42.8	297					
9	4	4	4	4	4	43.2	306					
10	4	4	4	4	4	43.4	311					
<i>Монолитная ребристая плита перекрытия 1 этажа</i>												
1	4	4	4	4	4	41.6	276	269,4	24	0,09< 0,31	-	268.8 M250 B20
2	4	4	4	4	4	41.2	268					
3	4	4	4	4	4	41.0	268					
4	3	4	4	4	4	40.2	254					
5	4	4	4	4	4	41.8	278					
6	4	4	4	4	4	41.2	268					
7	4	4	4	4	4	42.0	282					
8	4	4	4	4	4	41.0	265					
9	3	4	4	4	4	40.8	263					
10	4	4	4	4	4	41.4	272					
<i>Монолитная ребристая плита перекрытия 2 этажа</i>												
1	4	4	4	4	4	42.0	282					
2	4	4	4	4	4	41.2	268					
3	4	4	4	4	4	41.2	268					
4	4	4	4	4	4	42.0	282					

1	2	3	4	5	6	7	8	9				
5	4	4	4	4	4	41.2	268.	270,9	31	0,12<	-	269.0
6	4	4	4	3	4	40.0	251.			0,31		M250
7	3	4	4	4	4	41.6	276.					B20
8	4	4	4	4	4	41.2	268.					
9	4	4	4	4	4	41.0	268.					
10	4	4	4	4	4	41.8	278.					
<i>Монолитная ребристая плита перекрытия 3 этажа</i>												
1	4	4	4	3	4	41.4	272.	267,3	23	0,09<	-	266.4
2	4	4	4	4	4	40.6	259.			0,31		M250
3	4	4	4	4	4	41.4	272.					B20
4	3	4	4	4	4	40.2	253.					
5	4	4	3	4	4	41.6	276.					
6	4	4	4	4	4	41.8	278.					
7	4	4	4	4	4	42.0	282.					
8	3	4	4	4	3	39.6	246.					
9	4	4	4	4	4	41.4	272.					
10	4	4	4	3	4	40.8	263.					
<i>Монолитная ребристая плита перекрытия 4 этажа</i>												
1	4	4	4	4	4	42.0	282.	268,2	28	0.1K0.	-	269.4
2	4	4	4	4	4	41.0	265.			31		M250
3	4	4	4	4	4	41.8	278.					B20
4	3	4	4	4	4	40.2	254.					
5	4	4	4	4	4	41.2	268.					
6	3	4	4	4	4	40.2	253.					
7	4	4	3	4	4	41.6	276.					
8	4	4	4	4	4	41.8	278.					
9	4	4	4	4	4	42.0	282.					
10	3	4	4	4	3	39.6	246.					
<i>Монолитная ребристая плита пе</i>						<i>рекрытия 4 этажа</i>						
1	4	4	4	4	4	41.2	268.	268,7	11	0,09<	-	268,8
2	4	4	4	4	4	.	265.			0,31		M250
3	4	4	4	4	4	41.4	272.					B20
4	3	4	4	4	4	40.8	263.					
5	4	4	4	4	4	41.6	276.					
6	4	4	4	4	4	41.8	278.					
7	4	4	4	4	4	42.0	282.					
8	3	4	4	4	3	39.6	246.					
9	4	4	4	4	4	41.4	272.					
10	4	4	4	4	4	40.8	263.					
<i>Сборные лестничные марши с полуплощадками в осях А- Б/2-3</i>												
1	4	4	4	4	4	42.2	290.	245,3	33	0,12<	-	245.3
2	4	4	4	4	4	40.8	263.			0,31		N1250
3	4	4	4	4	3	40.4	257.					B20
4	4	4	4	4	4	41.8	278.					
5	4	4	4	4	4	41.4	273.					
6	4	4	4	4	4	41.4	273.					
7	4	4	4	4	4	40.8	263.					
8	4	4	4	4	4	41.8	278.					
9	4	4	4	4	4	41.8	278.					

Продолжение

см

1	2						3	4	5	6		
<i>Сборные лестничные марши с полуплощадками в осях А-Б/14-15</i>												
1	4	4	4	4	4	41.2	268.	269,3	19	0,07< 0,31	-	M250 B20
2	3	4	4	4	4	40.8	263.					
3	4	4	4	4	4	42.0	282.					
4	4	4	4	3	4	41.4	272.					
5	4	4	4	4	4	41.2	268.					
6	4	4	4	4	4	41.4	272.					
7	4	4	4	4	4	41.4	272.					
8	4	4	4	4	4	42.0	282.					
9	4	4	4	4	4	40.8	263.					
10	4	4	3	3	4	40.0	251.					
<i>Сборные керамзитобетонные ограджающие панели</i>												
1	3	3	3	3	3	34.8	194.	188,9	32	0,17< 0,42	-	188,9 M200 B15
2	3	3	3	3	3	34.6	192.					
3	3	3	3	3	3	33.8	185.					
4	3	3	3	3	3	35.2	197.					
5	3	3	3	3	3	34.6	192.					
6	3	3	3	3	3	34.6	192.					
7	3	3	3	3	3	34.4	190.					
8	3	3	3	3	3	35.0	196.					
9	3	3	3	3	3	34.6	192.					
10	3	3	3	3	3	31,6	165.					

Продолжение см

Характеристика технического состояния конструкций

При проведении технического обследования состояния несущих конструкций здания установлено:

Конструктивная схема здания соответствует КМК 2.01.03-96 «Строительство в сейсмических, районах» для районов с сейсмичностью 8 баллов. [18].

В результате контрольных вскрытий фундаментов в блоках здания повреждений и деформаций, нарушений целостности и коррозии поверхности конструкции фундаментов не обнаружено, защитная битумная обмазка в удовлетворительном состоянии, техническое состояние фундаментов удовлетворительное.

По результатам контрольных обмеров отклонения колонн каркаса от осевых размеров в пределах 10.. 20мм.

Каркас здания повреждений не имеет, узловые соединения выполнены удовлетворительно, участки недостаточного омоноличивания отсутствуют.

Техническое состояние сборных железобетонных колонн каркаса в целом удовлетворительное, повреждений, влияющих на несущую способность, не выявлено.

Техническое состояние сборных железобетонных ригелей в целом удовлетворительное, повреждений, снижающих несущую способность, не выявлено. Отмечены участки высолов и разрушения отделочных слоев в результате периодических замочек в основном в уровне покрытия 4 этажа.

Техническое состояние сборных ребристых железобетонных плит перекрытий и покрытия в целом удовлетворительное, повреждений, снижающих несущую способность, на основных площадях не установлено, за исключением дефектов в виде:

- пробитых в полках отверстий со сколами и высолами в результате периодических протечек инженерных коммуникаций, и участков с частичным разрушением отделочных слоев;

- высолов с разрушением отделочных слоев в результате периодических протечек инженерных коммуникаций и водосборных воронок.

Техническое состояние сборных керамзитобетонных стеновых панелей в целом удовлетворительное, повреждений, снижающих несущую способность, не установлено.

Техническое состояние кирпичных стен лифтовой шахты и кирпичных простенков толщиной 250мм в целом удовлетворительное, повреждений, снижающих несущую способность, не установлено, однако отсутствуют мероприятия, обеспечивающие гибкую связь кирпичной кладки простенков со стеновыми панелями.

Техническое состояние сборных железобетонных маршей и опорных рам лестничных клеток удовлетворительное, повреждений, снижающих несущую способность, не установлено.

Техническое состояние полов 3 и 4 этажей здания неудовлетворительное, отмечены многочисленные участки высолов и разрушений поверхностного заливного слоя, трещины по поверхности шириной раскрытия до 10... 15мм.

Техническое состояние асфальтобетонной отмостки не удовлетворительное.

2.4. Рекомендации по усилению и восстановлению конструкций.

Настоящие рекомендации по усилению и восстановлению несущих конструкций выполнены на основании результатов проведенного технического обследования состояния конструкций здания, проверочных расчетов несущей способности конструкций с учетом существующих нагрузок по требованиям действующих строительных норм и правил, а также данных исследований прочностных характеристик материалов конструкций.

В настоящем отчете приводятся принципиальные решения по усилению и восстановлению несущих конструкций. Детальная проработка решений выполняется на стадии рабочего проектирования. Предлагаемые решения не исключают возможности принятия других обоснованных вариантов усиления и восстановления строительных конструкций на основании конструктивных расчетов.

В соответствии с вышеизложенным, для обеспечения несущей способности конструкций, их сейсмостойкости, возможности нормальной и безопасной эксплуатации рекомендованы следующие мероприятия:

Выполнить заделку неиспользуемых отверстий и проемов в полках сборных железобетонных плит перекрытий.

Выполнить заделку сколов бетона конструкций полимерцементным раствором с трехслойной укладкой толщиной слоев 8-10мм с предварительной обработкой поверхности 5%-ным раствором кальцинированной соды и промывкой водой.

Для удаления высолов поверхности конструкций промыть водой, обработать 5%-ным раствором кальцинированной соды, повторно промыть водой и выполнить защитную окраску вододисперсионными красителями.

Периоды здания составляют - 1.5368 и 1.1194 с соответственно в продольном и поперечном направлении. Перемещения здания в продольном и поперечном направлениях превышают 1/70H согласно КМК 2.01.03-96 п. 2.12 рекомендуется выполнить устройство стальных связей крестового или порталного вида, или диафрагм жесткости по осям «Б» и «Г» на все этажи. В расчете приняты крестовые связи из двух швеллеров №16 раздвинутых на ширину колонны по осям «Б» и «Г» в осях «2»-«3» и «7»-«8».

Допустимо устройство связей или диафрагм в других цифровых осях в зависимости от планировочного решения.

5. Выполнить ремонт отделочных слоев внешней поверхности ограждающих стен, расчистить и восстановить заделку швов между панелями полимерцементным раствором.

Порядок применения полимер –цементных растворов.

Для ремонта и восстановления железобетонных конструкций рекомендуется применять цементно-песчаные растворы с добавками полимерных материалов.

1. Полимерцементные растворы следует наносить на подготовленную поверхность железобетонных конструкций.

Поверхность конструкций, подлежащую восстановлению, следует очистить от старой штукатурки или краски, грязи, слабого или скорродированного бетона. Поверхность арматуры на участках оголения необходимо очистить от продуктов коррозии. Подготовленная поверхность конструкций должна быть продута воздухом и промыта водой.

Поверхность конструкций на участке выполнения ремонтных работ необходимо обработать раствором кальцинированной соды (4-5%), после чего повторно промыть водой и высушить.

Для улучшения сцепления цементно-полимерного раствора с поверхностью бетона участки конструкций, подлежащие восстановлению, необходимо обработать полимерным грунтом, вид которого зависит от применяемого типа цементно-полимерного раствора:

- при применении растворов с добавкой ПВАД использовать поливинилацетатный грунт, т.е. водный раствор поливинилацетатной дисперсии в соотношении ВОДА/ПВАД =1:1;

при применении цементно-полимерных растворов с добавками ССБ или полиамидной смолы №89, или водорастворимой смолы ДЭГ-1 использовать грунт, представляющий собой 1% водный раствор соответственно ССБ, \ смолы №89, ДЭГ-1.

Грунтовку свежечищенной поверхности, во избежание окисления поверхности арматуры, производить не позднее 3-4 часов после окончания процесса очистки.

Огрунтовку поверхности выполнять кистью или распылением тонким равномерным слоем, без потеков. После нанесения грунтовки ее необходимо высушить, а затем проверить качество покрытия на отсутствие морщин и трещин визуально.

4. Цементно-полимерный раствор следует наносить вручную. Толщина (общая) ремонтного слоя должна составлять не менее 20мм. Для получения необходимой толщины защитного слоя следует осуществлять послойную укладку раствора слоями 10-15мм, с сушкой каждого слоя не менее 1 суток.

Отремонтированная поверхность железобетонных конструкций должна выполняться с наименьшим количеством выступов и углов. Все углы и выступы должны быть закруглены с радиусом 20мм. При наличии на поверхности конструкций больших выступов и неровностей последние должны быть удалены или заглажены. Для выравнивания поверхности железобетонных конструкций необходимо использовать затирочную машину

типа СО-54, СО-55 (изготовитель - Вильнюсское производственное объединение строительно-отделочных машин).

Мелкие раковины и углубления должны быть выровнены путем затирки цементно-полимерным раствором. ЛТ

Основными добавками, которые вводятся в цементно-песчаные растворы, являются:

поливинилацетатная дисперсия ПВАД (ГОСТ 18992-80);

сульфитно-спиртовая барда ССБ (ОСТ 81-79-74, ТУ 81-04-419-76);
водорастворимая смола ДЭГ-1 (МРТУ 6-05-1223-69);
полиамидная смола №89 (МРТУ 6-05-1224-69).

Годность к применению цементно-полимерных растворов - 6 - 8 часов. Добавки ПВАД увеличивают прочность раствора на растяжение и изгиб.

Сульфидно-спиртовая барда ССБ улучшает смачиваемость растворных частиц, повышает их адгезионную способность и сцепление со старым бетоном, минеральными компонентами и арматурой.

Добавка ДЭГ-1, отвержденная полиэтиленполиамидом (ПЭПА) и смола №89 повышают прочность раствора, снижают их усадку.

Эпоксидная смола ДЭГ-1 и полиамидная смола №89 могут храниться в любой плотно закрытой таре, попадание влаги недопустимо.

Отвердитель ПЭПА (ТУ 6-02-594-70) чувствителен к атмосферной влаге и солнечному свету. Не допускается хранение ПЭПА с кислотами. Гарантийный срок хранения в стеклянной таре - 6 месяцев.

Приготовление рабочих растворов.

Состав №1. (раствор с добавкой поливинил ацетатной дисперсии ПВАД). Растворить 50%-ную ПВАД (20% от массы цемента) в воде затворения, водоцементное отношение не должно превышать 0,3. Полученную эмульсию полимера следует ввести в сухую смесь вяжущего и наполнителя при перемешивании для получения однородной массы в течение 3-5 минут.

Состав №2. (раствор с добавкой полиамидной смолы №89). Растворит 2% (от массы цемента) смолы №89 в воде затворения, водоцементное отношение не должно превышать 0,45.

Полученный раствор необходимо постепенно вводить в сухую смесь вяжущего и наполнителя, тщательно перемешивая до получения однородной массы.

Состав №3. (раствор с добавками эпоксидной смолы ДЭГ-1). Отвесить 1-2% смолы от массы цемента. Отвесить 10-12%) от массы смолы отвердителя ПЭПА. Тщательно перемешать приготовленную смолу и отвердитель.

Полученную смесь следует растворить в воде затворения, водоцементное отношение не должно превышать 0,45.

Полученный раствор постепенно ввести в сухую смесь наполнителя и вяжущего, постоянно перемешивая до получения однородной массы.

Для приготовления цементно-песчаных растворов в качестве вяжущего необходимо использовать портландцемент марки 300 (ГОСТ 10178-76), в качестве наполнителя - промытый песок (ГОСТ 8736-77). Содержание в песке пылеватых и глинистых частиц не должно превышать 1%.

Перемешивание вяжущего и наполнителя, а также приготовление любого вида цементно-полимерного раствора необходимо осуществлять в сухом состоянии в лопастных смесителях или бетономешалках принудительного перемешивания до получения однородной массы в течение 3-5 минут.

По результатам проведенного технического обследования, определения прочностных характеристик материалов, фактического состояния конструкций за период эксплуатации, расчетов несущей способности на основное и особое сочетание нагрузок от сейсмического воздействия интенсивностью 8 баллов по действующим нормам КМК 2.01.03-96 «Строительство в сейсмических районах», установлено, что несущая способность конструкций каркаса здания

под существующие нагрузки по требованиям действующих норм КМК 2.01.03-96 достаточна усиление не требуется. Несущая способность существующих узлов крепления ограждающих стеновых панелей достаточна, усиление не требуется.

При обязательном выполнении комплекса рекомендуемых мероприятий по усилению и восстановлению конструкций их несущая способность, сейсмостойкость здания, его нормальная и безопасная эксплуатация будет обеспечена.



Рис.1 Фрагмент главного фасада здания в осях (А/9-7)



Рис. 2 Фрагмент фасада в осях (Д/1-17)



Рис.3. Фасад в осях (1/А-Д).



Рис. 4 Вид изнутри здания 1 -го этажа.



Рис.5. Вид изнутри здания 2-го этажа.



Рис.6 Вид изнутри здания 3-го этажа.



Рис.7 Вид изнутри здания 4-го этажа.

Выводы по главе 2

1. Анализировано основания и фундамента здания.
2. Изучены несущие конструкции каркасного здание колонн, ригелей и плиты перекрытий, покрытий.
3. Приведены результаты обследования каркасного здания.
4. Предложения для повышения сейсмостойкости железобетонного здания при усилении надо производить проектированный расчет на сейсмическую нагрузку.

Глава 3. Численные исследование несущих конструкции здания серии ИИС-20 по определению напряженно – деформированного состояния и их усиления.

3.1. Расчетные схемы и методы расчета каркасных зданий.

Расчет многоэтажных каркасных зданий на сейсмические воздействия (точнее на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий) необходимо выполнять с соответствии с требованиями главы [17]. При этом необходимо учитывать особенности предельных состояний многоэтажных каркасов, их объемно планировочных и конструктивных решений.

Расчет на сейсмические 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 [70,71].

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 [18].

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, *a* 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, которые постепенно будут 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 [68].

Несущая и деформационная способность конструкций определяется по наиболее неблагоприятной из двух расчетных проверок [67].

Выбор расчетных акселерограмм и динамический расчет зданий на первом этапе необходимо выполнять с проектным институтом совместно научно-исследовательскими институтами, специализирующимися в области сейсмостойкости сооружений.[45]

Расчетные предельные состояния каркасных зданий, их элементов и узлов при расчете по п.2.2*a* (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 [66].

Предельные состояния зданий, их элементов и узлов при расчетах по п. 2.2*б* 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 [66]. Параметры расчетных предельных состояний устанавливаются из условия сохранения прочности и устойчивости каркасных зданий от полного и частичного разрушения, наступления полной непригодности зданий к эксплуатации, возможности восстановления поврежденных при землетрясениях конструкций для дальнейшей эксплуатации зданий.

Рекомендации по параметрам расчетных предельных состояний групп Ia, Ib каркасных зданий при расчетах соответственно по п.2.2а и 2.2б КМК приведены в к главе КМК 2.01.07-96[18].

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 [20,21].

Выбор расчетной динамической модели является одним из наиболее ответственных этапов расчета и определяется объемно планировочным и конструктивным решениями здания [71,72,73,74,75,76,77,79,85,86,87,88,89]. 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 дефекты 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.[64,65,66,67,69,70]

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 [66].

Найденные по результатам динамического расчета значения параметров реакции D_{din} , определяют деформации (перемещения), которые должны иметь несущие конструкции, чтобы выдерживать расчетные сейсмические воздействия.[66]

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 и проведение расчетов конструкций каркасного здания на сейсмические нагрузки.

Для расчета каркасного здания на сейсмические нагрузки без повреждений применен программный комплекс «ЛИРА-Windows». [35,40,73].

ПК «ЛИРА-Windows» предназначен для численного исследования на ЭВМ прочности и долговечности конструкции зданий, а также для автоматизированного выполнения ряда процессов конструирования.

«ЛИРА-Windows» обеспечивает исследование широкого класса конструкции: пространственные стержневые системы, произвольные пластинчатые и сборные системы, мембраны, массивные тела, комбинированные системы- рамно-связанные конструкции высотных зданий, плиты на грунтовом основании, ребристые пластинчатые системы, многослойные конструкции. Расчеты выполняются на статические и динамические нагрузки. Статические нагрузки моделируют силовые воздействия от сосредоточенных или распределенных сил или моментов, температурного нагрева и перемещений отдельных областей конструкции. Динамические нагрузки моделируют воздействие от землетрясения, пульсирующего потока ветра, вибрационные воздействия от технологического оборудования, ударные воздействия.

ПК «ЛИРА-Windows» реализует численные методы дискретизации сплошной среды методом конечных элементов (МКЭ); синтез дискретной расчетной схемы на основе расчленения исследуемой системы на конечные элементы; построение матриц жесткости; формирования системы канонических уравнений, отражающих кинематическую совместимость расчетной системы; решение системы уравнений и вычисление значений узловых перемещений; определение компонентов напряженно-

деформированного состояния исследуемой системы по найденным значениям узловых перемещений.

В ПК «ЛИРА-Windows» включено большое количество типов конечных элементов: стержни, четырехугольные и треугольные элементы мембраны, плиты, оболочки (изотропные и ортотропный материал, многослойный конструкции), четырехугольные и треугольные элементы плиты на упругом основании; пространственные элементы в виде тетраэдра, параллелепипеда; специальные элементы, моделирующие связь конечной жесткости, упругую податливость между узлами; элементы численной матрицы жесткости.

Развитие библиотеки конечных элементов, современные быстродействующие алгоритмы решения систем уравнений и определения собственных чисел практически не накладывают ограничения на тип и свойства рассчитываемого объекта и дают возможность решать задачи с большим количеством неизвестных.

ПК «ЛИРА-Windows» включает модули автоматизирующие ряд процессов проектирования: выбор невыгодных комбинаций нагрузок, унификации элементов по прочности, оптимальное армирование сечений железобетонных конструкций.

Динамическую расчетную схему 3-этажного каркасного здания принимаем как пространственную систему состоящую из прямоугольных оболочных конечных элементов, для выполнения поставленной задачи надо учитывать вертикальные стойки, горизонтальные перемычки и сейсмопояса. Для этого между узлами оболочных конечных элементов будут включены вертикальные и горизонтальные стержневые элементы, позволяющий анализировать напряженно-деформированного состояния вертикальной арматуры в стержнях.

Динамическая расчетная схема здания увязывается путем условного сосредоточения масс на уровне перекрытия и покрытий. При этом каждая

сосредоточенная масса в общем случае имеет три степени свободы, соответствующие линейным перемещениям вдоль трех координатных осей.

При составлении расчетной схемы каркасного здания приняты следующие основные предпосылки:

- стены работают в условиях пространственного напряженного состояния;
- плиты перекрытий и покрытий работают в своей горизонтальной плоскости как бесконечной жесткостью;
- материал несущих элементов считается линейно-упругим;
- основания принято жестким;
- внешние силовые воздействия считаются для статических приложений сосредоточенными к узлам и распределенными по элементам, а динамические приложенные сосредоточенными к узлам;
- железобетонные стены имеют проемы и различные физико-механические характеристики. Таким образом дискретная расчетная схема каркасного здания общежития по МКЭ и расчет выполнения по программе ПК «ЛИРА-Windows», построенная на основе описанной выше физической модели здания считается наиболее точным. Пространственная расчетная схема здания .

Надстройка пятого этажа выполнены из металлических конструкций. Расчетная схема показано на таб 3.1.

Одно этажные получено коробки из швеллеров N20.

Двухэтажные каркасные получено коробка из двутавр N20.

Ригели применять из двутавр N24.

Связи между колоннами спаренный уголка из 60х5.

Распорный балки верх базы колонны получено двутавр N12.

Здание “Реконструкция производственного здания под гостиничный комплекс по проспекту Амира Темура ,53 Мирабадского района.“ Блок Г представляет собой пяти этажное здание без подвальным этажом.

Высота (от пола до пола) с первого по четвертого этаже – 4.80м.Высота пятого этажа составляет – 3.30м.Отметка покрытия– 23.20м.

Согласно инженерно – геологическим изысканиям, выполненным специалистами ТShF «O,ZGAShKLITI» DUK в июле 2011 года даны следующие выводы: Грунтами основания фундаментов является второй инженерно-геологический элемент – галечниковыми грунтами с песчаным включением гравия и валунов залегающие глубины превышает 20м от поверхности земли. Подземные воды залегают на глубине 7.70м. Нормативные и расчетные характеристики грунта приведены в таблице № 1. Сейсмичность участка по карте сейсмического микрорайонирования составляет 9(девять) баллов.

Категории грунтов по сейсмическим свойствам II(вторая).

Таблица 1.Физические характеристики грунтов.

№ п.п	Наименование грунта	R_n т/м ³	R_{II} т/м ³	R_I т/м ³	C_{II} кПа	C_I кПа	φ_{II} град.	φ_I град.	E_M МПа	$R_{0к}$ Па
2	Гравийно-галечник	2.05	2.03	2.00	0	0	38	37	60	600

R_n -плотность грунта, т/м.куб.

C – удельное сцепление, кПа.

F - угол внутреннего трения, градус.

E – модуль деформации , МПа.

R_0 - расчетное сопротивление, кПа.

Основные принципы сейсмостойкости сооружений.

Практика проектирования и строительства сейсмостойких сооружений и конструкций основывается на соблюдении следующих основных принципов:

-При сильном (редком, разрушительном) землетрясении конструктивные системы сооружений и фундаменты не должны разрушиться (претерпеть

/коллапс/) и должны обеспечивать сохранность жизни людей и материальных ценностей (Принцип недопустимых повреждений).

- При землетрясениях средней силы (умеренных землетрясениях), которые могут повреждаемость конструкций с последующим восстановлением эксплуатационных свойств (Принцип допустимых повреждений).

- При относительно слабых (часто происходящих землетрясениях небольшой интенсивности)- обеспечивать нормальную эксплуатацию сооружений и оборудования без повреждений и отказов (Принцип отсутствия повреждений).

В дополнение к основным принципам, упомянутым выше, при проектировании, строительстве, и эксплуатации сооружений необходимо:

-Рассмотреть вторичные факторы разрушения, такие как возникновение пожара, смещение (или разжижения) грунта.

-Произвести оценку спектров реакции в местах установки и обслуживания оборудования, важного для эксплуатации объекта.

-Обеспечить безопасность населения, систем противопожарной защиты, кондиционирования и других систем.

3. 3.Конструктивная схема.

Здание в плане представляет собой пяти этажное четырехугольном форме со сторонами в осях Д и И/2-16.50м, 9 и 17 по 29.50м

Конструктивная система здания представляет собой двух этажные монолитный железобетонный каркас.

Каркасная часть здания состоит из колонн жестко соединенным между собой поперечном и продольном ригелями.

Все несущие элементы изготавливается из бетона класс В20.

Применена для рабочей арматуры класс стали АШ, для перемычки арматуры

класс АІ.

Сечение колонны имеют поперечные от отм.-0.45. размеры 400x400мм, сверху фундамента до отм.-0.45 имеют поперечные размеры 600x600мм .

Высота сборных круглопустотных плиты перекрытия и покрытия 220мм и закреплены поперечным ригелям с размерами $b \times h$ – 360x450мм.

Монолитные отдельно стоящего фундамента имеют толщину 400мм и под колонны 800мм.

Расчетная схема несущих конструкций здания принято пространственная с учетом упругого работы грунта, работающая при значения коэффициента

постели $K = 8000$ тс/м³.

Расчет несущих конструкций здания производился на основные и особые сочетания нагрузок согласно действующим КМК 2. 01.07-96 « Нагрузки и воздействия», КМК 2.01.03-96 « Строительство в сейсмических районах » по программному комплексу «Лира-Windows , версия 9.6, разработанного в институте НИИАСС (г. Киев, Украина) на основе метода конечных элементов. [39].

При выполнении расчета были приняты пять загрузке и следующие нагрузки:

1. Загрузка № 1 – постоянная нагрузка (собственные веса несущих конструкций).

2. Загрузка № 2 – постоянная нагрузка (собственные веса конструкция пола , перегородок и внешнего давления грунта).

3. Загрузка № 3 – временная кратковременная нагрузка (кратковременная нагрузка на помещение и снеговая нагрузка на покрытия).

6. Загрузка № 4- особая нагрузка(от сейсмического воздействия в направлении по оси X).

7. Загрузка № 5 - особая нагрузка(от сейсмического воздействия в направлении по оси Y).

8. Загрузка № 6- особая нагрузка(от сейсмического воздействия в направлении по

оси Z).

Каждое особое воздействие рассматривалось как знаковременное и взаимоисключающее.

При определении расчетных сейсмических нагрузок учитывалось 20 форма

собственных колебаний здания со следующими значениями коэффициентов:

Индекс региона – I.

$$\alpha = 0.5, K_0 = 1.0, K_n = 1.25, K_{\text{эт}} = 1.0, K_p = 1.0, K_{\delta} = 0.3$$

Предельная относительная неупругая деформация:

колонна $\mu = 5$,

ригель $\mu = 7.5$,

диафрагма жесткости $\mu = 7.5$,

монолитная плита перекрытия и покрытия $\mu = 7.5$.

Фундаментная плита - $\mu = 7.5$.

Расчетные сочетание усилий для стержней и оболочек выбираются по критерию экстремальных напряжений от различных наихудших комбинаций загрузений.

Конечным результатом расчета являются получение армирование железобетонных конструкций, согласно по требованиям СН и П 2.03.01-84 « Бетонные и железобетонные конструкции ». [20].

Нагрузки по проекту:

“Реконструкция производственного здания под гостиничный комплекс по проспекту Амира Темура ,53 Мирабадского района.“

Таблица № 2

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативное значение кгс/м ²	Коэф. надежности	Расчетное значение кгс/м ²
1	2	3	4	5
	<u>Стаканного фундамента на отм. - 2.50 м.</u>			
1	1.Постоянная (загружение№1)			
	- собственный вес $\delta=0.60\text{м}$ $\gamma=2500$ кг/м ³	2000	1.1	2200
	2.Постоянная(загружение№2)			
	-италлогранит.плитка $\delta=10\text{мм}$ $\gamma=2200$ кгс/м ³	22	1.3	28.6
	Стяжка из цементно-песчанного раствора.М150 $\delta=30\text{мм}$ $\gamma=1\ 800$ кг/м ³	60	1.3	78
	-керамзитобетон $\delta=80\text{мм}$, $\gamma=1400$ кг/м ³	112	1.3	146
	Гидроизоляция –два слой рубероид на битумной мастике.	11	1.3	14
	Подстилающий слой бетона класс В15 $\delta=60\text{мм}$ $\gamma=2400$ кг/м ³	100	1.3	130
	Грунт над фундаментом $\delta=2100\text{мм}$ $\gamma=1700$ кг/м ³	3570	1.15	4105
	Всего:			4502 кг/м ² = =4.5 т/м ²
	3.Временная кратковременная(загружение№3)			
	-от служебные помещен.	200	1.2	240
2	<u>Плита перекрытия ребристая на отметке 4.80.</u>			
	1.Постоянная (загружение№1)			
	-сборный ригель собственный вес $\gamma=2500$ кгс/м ³	-	-	-

	2.Постоянная (загрузка№2)			
	-италлогранит.плитка $\delta=10\text{мм}$ $\gamma=2200\text{кгс/м}^3$	22	1.3	28.6
	- прослойка и заполнения швов из цементно-песчанного раствора $\delta=20\text{мм}$ $\gamma=1800\text{ кг/м}^3$	36	1.3	43.2
	Пароизоляция – один слой рубероид на битумной мастике.	6	1.3	7.8
	- прослойка из цементно- песчанного раствора $\delta=20\text{мм}$ $\gamma=1800$ кг/м^3	36	1.3	43.2
	- приведенный вес перегородок	30	1.3	39
	-ж/б-ная круглопустотная плита	300	1.1	330
	Всего:			492 кг/м^2 = =0.5 0 т/м^2
	3.Временная кратковременная(загрузка№3)			
	-актовый зал	400	1.2	480 кг/м^2 = =0.4 8 т/м^2
	-от служебные помещен.	200	1.2	240 кг/м^2 = =0.2 4 т/м^2
3	<u>Плита перекрытия монолитная на отметке 4.80.</u>			
	1.Постоянная (загрузка№1)			
	- собственный вес $\delta=0.20\text{ м}$, $\gamma=2500\text{кгс/м}^3$	500	1.1	550
	2.Постоянная (загрузка№2)			
	-италлогранит.плитка $\delta=70\text{мм}$ $\gamma=2200\text{кгс/м}^3$	22	1.3	28.6
	- прослойка и заполнения швов из цементно-песчанного раствора $\delta=20\text{мм}$ $\gamma=1800\text{ кг/м}^3$	36	1.3	43.2

	- стяжка из цементно-песчаного раствора $\delta=20\text{мм}$, $\gamma=1800 \text{ кг/м}^3$	36	1.3	43.2
	Пароизоляция – один слой рубероид на битумной мастике.	6	1.3	7.8
	- приведенный вес перегородок	30	1.3	39
	Всего:			162 кг/м ² = =0.1 7 т/м ²
	3.Временная кратковременная(загрузка№3)			
	-актовый зал.	400	1.2	480 кг/м ² = =0.4 8 т/м ²
	-от служебные помещен.	200	1.2	240 кг/м ² = =0.2 4 т/м ²
4	<u>Плита перекрытия ребристая на типовой этаж</u>			
	1.Постоянная (загрузка№1)			
	- ригель собственный вес $\delta=0.36 \times 0.50 \text{ м}$ $\gamma=2500 \text{ кгс/м}^3$	450	1.1	495
	2.Постоянная (загрузка№2)			
	-италлогранит.плитка $\delta=10\text{мм}$ $\gamma=2200 \text{ кгс/м}^3$	22	1.3	28.6
	- прослойка и заполнения швов из цементно-песчаного раствора $\delta=20\text{мм}$ $\gamma=1800 \text{ кг/м}^3$	36	1.3	43.2
	Стяжка из цементно-песчаного раствора $\delta=30\text{мм}$ $\gamma=1800 \text{ кг/м}^3$	54	1.3	70.2
	- приведенный вес перегородок	50	1.3	65
	-ж/б-ная круглопустотная плита	300	1.1	330
	Всего:			537к Г/ м ² =0.5

				4 т/м ²
	3.Временная кратковременная(загрузка№3)			
	-от гостиница.	200	1.2	240 кг/м ² = =0.2 4 т/м ²
5	<u>Монолитная плита перекрытия на типовой этаж.</u>			
	- ригель собственный вес δ=0.36x0.50 м γ=2500кгс/м ³	450	1.1	495
	2.Постоянная (загрузка№2)			
	-италлогранит.плитка δ=10мм γ=2200кгс/м ³	22	1.3	28.6
	- прослойка и заполнения швов из цементно-песчаного раствора δ=20мм γ=1800 кг/м ³	36	1.3	43.2
	Стяжка из цементно-песчаного раствора δ=30мм γ=1800 кг/м ³	54	1.3	70.2
	- приведенный вес перегородок	50	1.3	65
	Всего:			207 кг/м ² = =0.2 1 т/м ²
	3.Временная кратковременная(загрузка№3)			
	-от гостиница.	200	1.2	240 кг/м ² = =0.2 4 т/м ²
6	<u>На металлическая ригель покрытия</u>			
	А.Постоянная (загрузка№1)			
	- ригель собственный вес δ=0.36x0.50 м γ=2500кгс/м ³	450	1.1	495
	Б.Постоянная(загрузка№2)			
	-металл. профнастиль	13	1.3	16.9
	-металл. конструкция чердака	25	1.3	32.5
	Гидроизоляция –два слой рубероид	11	1.3	14

	на битумной мастике.			
	-утеплитель-минвата $\delta=80\text{мм}$ $\gamma=200\text{кг/м}^3$	16	1.3	20.8
	-один слой пароизоляция на битумной мастике	6	1.3	7.8
	- сетка из арматуры $\text{Ø}12$ Ат с шагм $200\times 20\text{мм}$.	12	1.3	15.6
	-направляющие из 50×5 с шагом 800мм для крепление сетки и подвесной потолок	15	1.3	19.5
	-подвесной потолок и люстры с приборами	10	1.3	13
	Всего:			$141\text{кг/м}^2 = 0.15\text{т/м}^2$
	3.Временная нагрузка(загружение №3) кратковременная			
	-снег.	50	1.4	70
	-прочие	50	1.3	65
	Всего:			$135 = 0.135\text{т/м}^2$
	3.Временная нагрузка(загружение №3) кратковременная			
9	<u>Нагрузка ригель от лестнич.марши.</u> (загружение №2)			
	- собственный вес $\delta=0.20\text{ м}$ $\gamma=2500\text{кгс/м}^3$ $h=4\text{м}$ на погон. метр. $0.2\times 4\times 2500\times 1.5/2 = 1500 - 400 = 1100$ кг/пог.м	1100	1.1	$1210\text{кг/м}^2 = 1.21\text{т/м}^2$
	3.Временная кратковременная(загружение №3)			
	$300\times 4\text{м}\times 1.5\text{м}/2 = 900\text{т/м}$	900	1.2	$1080\text{кг/м}^2 = 1.08\text{т/м}^2$

				8 т/м ²
1 0.	<u>Нагрузка</u> на _____ лестнич.площадку. (загружение№2)			
	- керамич.плитка. $\delta=0.01$ м $\gamma=2500$ кг/м ³	25	1.3	32.5
	-стяжка из цементно-песчанного раствора $\delta=20$ мм , $\gamma=1800$ кг/м ³	36	1.3	46.8
	Всего:			79.3 кг/м ² =0.1 0 т/м ²
	<u>3.Временная</u> кратковременная(загружение№3)			
		300	1.2	360 кг/м ² =0.3 6 т/м ²
1 1	<u>Внутренняя стена</u> (загружение№2)			
	-из жженного кирпича			
	- собственный вес $\delta=0.25$ м $\gamma=1800$ кгс/м ³ $h=3.6$ м – 0.8 м = 2.8 м на погон. метр.	1260	1.2	1512
	цементно-песчанного раствора $\delta=0.040$ м $\gamma=1800$ кг/м ³ $h=3.2$ м - 0.4 м = 2.8 м на пог.метр.	202	1.2	242
	Всего:			1752 кг/м ² = 1.75 т/м ²
1 2	<u>Наружная стена</u> (загружение№2)			
	-из жженного кирпича			
	- собственный вес $\delta=0.38$ м $\gamma=1800$ кгс/м ³ $h=4.8$ м – 0.8 м = 4.0 м на погон. метр.	2736	1.2	3284

	цементно-песчанного раствора $\delta=0.05\text{м}$ $\gamma=1800 \text{ кг/м}^3$ $h=4.8\text{м.}$ на пог.метр.	432	1.2	519
	Всего:			3800 кг/м ² = 3.80 т/м ²
1 3	<u>Наружная стена(загружение№2)</u>			
	-из жженного кирпича с окном			
	- собственный вес $\delta=0.38 \text{ м}$ $\gamma=1800\text{кгс/м}^3$ $h=3.6\text{м} - 0.7\text{м} - 1.0 =$ 1.9м на погон. метр.	1300	1.2	1560
	цементно-песчанного раствора $\delta=0.05\text{м}$ $\gamma=1800 \text{ кг/м}^3$ $h=3.6\text{м} -0.7\text{м} -$ $1.0= 1.9\text{м}$ на пог.метр.	171	1.2	206
	Всего:			1766 кг/м ² = 1.77 т/м ²

Нагрузка на ригель.

Первый этаж.

загружение№2

$$0.50 \times 6.0 = 3.0 \text{ т/пог.м}$$

$$0.50 \times 6.0/2 = 1.5 \text{ т/пог.м}$$

загружение№3

$$0.48 \times 6.0 = 2.88 \text{ т/пог.м}$$

$$0.48 \times 6.0/2 = 1.44 \text{ т/пог.м}$$

Типовой этаж.

загрузка №2

$$0.54 \times 6.0 = 3.24 \text{ т/пог.м}$$

$$0.54 \times 6.0/2 = 1.62 \text{ т/пог.м}$$

загрузка №3

$$0.24 \times 6.0 = 1.44 \text{ т/пог.м}$$

$$0.24 \times 6.0/2 = 0.72 \text{ т/пог.м}$$

На металлическая ригель покрытия

загрузка №2

$$0.15 \times 6.0 = 0.9 \text{ т/пог.м}$$

$$0.15 \times 6.0/2 = 0.45 \text{ т/пог.м}$$

загрузка №3

$$0.14 \times 6.0 = 0.84 \text{ т/пог.м}$$

$$0.14 \times 6.0/2 = 0.42 \text{ т/пог.м}$$

Деформация оснований при осадки и просадки зданий

$$S + S_{s1} \leq S_u$$

S-деформация основания

S_{s1}-просадки основания.

S_u- предельная совместная деформация основания , устанавливаемая КМК 2.02.01 – 98.(Приложение 4). [21].

$$S + S_{s1} = 2.0 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см.}$$

3.3. Анализ результатов расчета и усиления несущих и ограждающих конструкций каркасного здания.

Колонны – сборные железобетонные поперечное сечение 40х40см с консолями для опирания ригеля, два типа средняя и крайняя. Бетон кл.В25, арматуры рабочая кл. А-III и поперечная кл. А-I. Армирование средних и крайних колонн см.. [20].

Ригель - сборная поперечная сечения. Бетон кл.В25, арматуры рабочая кл. А-III и поперечная кл. А-I.Армирование бм ригел.

Фундамент- под колонны сборные ступенчатого стаканного типа размеры среднего стакана размер 3.0х3.0м, два ступени высота первого 400мм и второго 500мм., монолитные крайнего стакана размер 2.0х2.0м, две ступени высота первого 400мм и второго 500мм. По периметру здания монолитные ленточные фундаменты сопряжены с крайнего стакана шириной 600мм и высотой 400мм.

Сравнения рабочие арматуры несущих конструкции показано таб.3.3.

Конструкция	По факту	По расчету
Колонна	8ф32АIII	8ф22АIII
Ригель нижний	8ф28АIII	8ф25АIII
Ригель верхний	8ф32АIII	8ф28АIII

Подбор сечение надстройки из металлических конструкции.

Одно этажные получено коробки из швеллеров N20.

Двухэтажные каркасные получено коробка из двутавр N20.

Ригели применять из двутавр N24.

Связи между колоннами спаренный уголка из 60х5.

Распорный балки верх базы колонны получено двутавр N12.

Площадь арматуры, полученная расчетным путем колоннах и ригелей совпадает с фактическим или меньше. Усилить колонны и ригели нет необходимости.

Выводы по главе III.

1. Проведен пространственный расчет восстанавливаемого каркасного здания и по особому(сейсмическому) сочетанию нагрузок.

2. Площадь арматуры полученная расчетным путем колонн и ригелей совпадает с фактическим. Усилить колонн и ригелей нет необходимости.

3. Наружные ограждающие стены объекта были выполнены из керамзитобетона. При длительной эксплуатации зданий от атмосферных воздействий эти стены частично разрушились. Эффективным решением для восстановления и армирования стеновой панели применен газобетон.

Заключение

В диссертации приведены результаты обследования и усиления хореографического училища в городе Ташкенте. В процессе исследовательских работ применены новые виды материалов для усиления.

На основе проведенных исследований получены следующие основные результаты:

1. В связи с ухудшением технического состояния эксплуатируемых общественных зданий в сейсмических районах, требуется совершенствование поврежденных несущих конструкции и их эффективное усиление.

2. Совершенствование способа усиления общественного здания является сложной задачей требующей решения комплекса следующих взаимосвязанных вопросов:

анализ причин появления повреждения;

анализ обследованных конструкции общественного здания в сейсмических районах;

разработка доступных, простых и технологичных методов восстановления и усиления конструкций.

Изучены несущие конструкции каркасного здания: колонны, ригели и фундаменты серии ИИС-20.

Приведены результаты обследования каркасного здания.

* Проведен пространственный расчет восстанавливаемого каркасного здания с учетом надстройка на один этаж по особому и по особому(сейсмическому) сочетанию нагрузки.

* Площадь арматуры полученных расчетным путем для колонн и ригелей меньше от надстройка на один этаж фактическим. Усилить колонны и ригели нет необходимости.

* Принято конструировано надстройка пятого этажа из металлических конструкции.

Литература.

И.А.Каримов «2014 год станет годом развития страны высокими темпами, мобилизации всех возможностей, последовательного продолжения оправдавшей себя стратегии реформ». Тошкент, «Узбекистан» 2014.

Абдурашидов К. С., Рузметов А. С., Рассказовский В. Т., Испытания фрагментов конструкций для оценки эффективности конструкции восстановления, Труды Всесоюзного совещания по проектированию и строительству сейсмостойких зданий и сооружений, Москва – Фрунзе, 1981.

Анализ причин аварий и повреждений строительных конструкции (методы восстановления и усовершенствования), Сборник ЦНИИСК, вып. 1, 1962; 2, 1964; 3, 1965.

Андреев А. А., Вит А. А., Хайкин С. Э. Теория колебаний, М., Физматгиз, 1979.

Оразымбетов Н. О., Сердюков М. М., Шанин С. А. Ашхабатское землетрясение 1948 года, М., Госстройиздат, 1960.

Поляков С. В., Коноводченко В. И., Павлык В. С. Некоторые вопросы сейсмостойкости строительства Ташкента, журн. «Строительство и архитектура Узбекистана», 1986, №7.

Поляков С. В. Последствия землетрясения в г. Ниигата (Япония) в 1964г., В сб. «Сейсмостойкость крупнопанельных и каменных зданий», М., Стройиздат, 1987.

Рассказовский В. Т., Абдурашидов К. С. Анализ сейсмических воздействий на здания, В. сб. Ташкентское землетрясение 26 апреля 1966г.», Ташкент, Изд-ва «Фан» 1987.

Рассказовский В. Т., Абдурашидов К. С., Рашидов Т. Р. Определение границ сейсмических зон Ташкентского землетрясения 1966 года, «Строительства и архитектура Узбекистана», 1987, №5, 6.

Рассказовский В. Т., Абдурашидов К. С., Рашидов Т. Р. Последствие Ташкентского землетрясения, Ташкент, Изд-во «Фан» 1987г.

Рассказовский В. Т., Абдурашидов К. С., Рузметов А.С. Испытания фрагментов конструкций для оценки эффективности конструкций восстановления, Труды Всесоюзного совещания по проектированию и строительству сейсмостойких зданий и сооружений, Москва-Фрунзе, 1989.

Анализ причин аварии и повреждений строительных конструкции (методы восстановления и усовершенствования), Сборник ЦНИИСК, вып.1, 1982; 2, 1984;3, 1985.

Андреев А.А., Вит А.А., Хайкин С.Э. Теория колебаний, М., Физматгиз, 1989.

Андреев С.А. Надстройка и реконструкция зданий, М., Стройиздат, 1981.

Рассказовский В. Т., Ашрабов Б.А., Мартемьянов А.И. Проектирование, возведение и восстановление зданий в сейсмических районах, Ташкент, Изд-во «Узбекистан», 1988.

Блюм Дж. Определение периодов и другие сейсмические исследования в 15-этажном здании. В сб. «Международная конференция по сейсмостойкому строительству в Сан-Франциско», М., Гостройиздат, 1981.

17. КМК 2.01.07 – 96 «Нагрузки и воздействия», Госкомархитекстрой Р.У. Ташкент 1996.

18. КМК 2.01.03 – 96 «Строительство в сейсмических районах», Госкомархитекстрой Р.У. Ташкент 1996.

19. КМК 2.03.07 – 98 «Каменные и армокаменные конструкции», Госкомархитекстрой Р.У. Ташкент 1998.

20. КМК 2.03.01 – 96 «Бетонные и железобетонные конструкции», Госкомархитекстрой Р.У. Ташкент 1996.

21. КМК 2.02.01 – 98 «Основания зданий и сооружений », Госкомархитекстрой Р.У. Ташкент 1998.

22. Рахимов Б.Х, Касимова С.Т, Шоджалилов Ш.Ш,

«Бино ва иншоотлар реконструкцияси». Тошкент 2000 й.

23. «М.И.Коляков, М.И.Медведев Металлические каркасы гражданских зданий».Изд. «Будевильник» Киев 1986
24. Черкашин А.В., Коноводченко В.И., Щегель Л.С. Исследования пространственной работы и трещиностойкости крупнопанельных зданий серии 1-46 АС на моделях при статических и динамических нагрузениях // Сейсмостойкость зданий и сооружений. – М.: ЦНИИСК, 1988.
25. Черкашин А.В., Цапко Н.П., Жусулбеков Т. Изучение работы модели сплошной диафрагмы при горизонтальных нагрузках // Сейсмостойкое строительства: Экспресс-информ./ВНИИИС. Сер.14.-1988. Вып.1.
26. О.Б.Белостоцкий , Б.С.Дамаскин «Реконструкция промышленных предприятий» Киев1986г.
- 27.Бойко М.Д. «Диагностика повреждений и методы восстановления эксплуатационных качеств зданий» Ленинград Стройиздат. 1985г.
- 28.Бойко М.Д . «Основы технической эксплуатации сооружений» Ленинград 1984г.
- 29.Бойко М.Д. «Техническое эксплуатация зданий и сооружений» Учебное пособие , Ленинград Стройиздат 1989г.
- 30.Научно-исследовательский институт Академий коммунального хозяйства им. К.Д.Панфилова. «Временное техническое указание по организации, механизации и технологии ремонта крупнопанельных зданий» Москва Стройиздат 1987г.
- 31.Голов Г.И. «Демонтажные работы при реконструкции зданий» Москва Стройиздат 1990г.
- 32.Дидык В.П. «Механизация и индустриализация ремонтно-строительных работ» Киев 1988г.
33. Дидык В.Д. «Технология и организация ремонтно-строительного строительства » Киев 1985г.
34. Димитриев Е.В. «Эксплуатация промышленных зданий и сооружений» Москва Стройиздат 1987г.

35. Жужров. Г. Ж. «Землетрясения и сейсмостойкое строительство» Алматы . 2008.
36. Зурнаджи В. А. , Филатова М. П. «Усиления оснований и фундаментов при ремонте зданий» Москва Стройиздат. 1988г.
37. Кутуков В. Н. «Реконструкция зданий» М. Высшая школа 1988г.
38. Лисова А. И. , Шарлыгина К. А. « Реконструкция зданий» Л. Строй издат 1989г.
39. КМК 3.03.07-98. Производство изделий из ячеистых бетонов. Ташкент. 1998.
40. Ненчиков. Ю. И., Марьенков . И. Б., Хавкин. А. К., Бабик. К. Н. Проектирования зданий с заданным уровнем. Обеспечения сейсмостойкостью. Киев. 2012.
41. Порывай Г. А. « Предупреждение преждевременного износа зданий» М. Стройиздат 1989г.
42. Прохоркин С. Ф. «Реконструкция промышленных предприятий» М. Стройиздат 1988 г.
43. В. С. Поляков, и др. «Современные методы сейсмозащиты зданий» Москва, Стройиздат 1988г.».
44. Шагин Л. А. «Реконструкция зданий и сооружений» Учебное пособие М. Высшая школа 1991 г.
45. Ройтман А. Г. «Деформации и повреждении зданий» М. Стройиздат 1987г.
46. Тьерий Юзеф , Залеский Станислав «Ремонт зданий и усиление конструкции.» М. Строй издат 1985г.
47. Барканов М. Б. «Технология и организация строительства и ремонта зданий и сооружений» Учебное пособие М. Высшая школа 1985г.
48. «Рекомендации по восстановлению и усилению зданий». Москва 1990
- 49.. Тетиф А. Н. Померанец В. Н. «обследования и испытание сооружений» Киев, Высшая школа. 1988.
50. «Демонтажные работы при реконструкции зданий», Г. И. Голов, М, Стройиздат, 1990.

51. Беляков Ю.И. «Строительные работы при реконструкции предприятий» М.Строй издат 1986г.
52. К.А. Шрейбер Вариатное проектирование при реконструкции жилых зданий –М.. «Стройиздат»,1990.
- 53.Э.Я.Турхичин и др. «Проектирование городского хозяйства»М.Стройиздат 1989г.
54. «Реконструкция и капитальный ремонт зданий и сооружений » Киев УМ КВО 1989г.
- 55.К.М.К. 2.08.02-96 «Жамоат бинолари» Тошкент 1997й.
- 56.К.М.К. 2..07.01-94 «Планировка и застройка городских и сельских поселений» Узб.Респ.Давлат Архит.ва Курилиш кумитаси. Ташкент 1994г.
57. К.М.К. 2.03.01-96 «Бетонные и железобетонные конструкции» Ташкент 1998 г.
58. «Руководство по определению и оценке прочности бетона в конструкциях зданий и сооружений» М1989.
59. 2.01.16-97 «Правила оценки физического износа зданий» Тошкент,1997г.
60. В.А Неелов Гражданские здания М., Стройиздат , 1998 г.
61. «Рекомендации по восстановлению и усилению полносборных зданий полимер растворами» М 1990.
62. Мартемьянов А.И «Восстановление сооружений в сейсмических районах» М 1990.
63. Фетисова В.И., Черкашин А.В., Исследование эффективности некоторых способов восстановления поврежденных землетрясениями элементов стен крупнопанельных зданий // сб. научных тр. ЦНИИСК. – М., 1985.
64. Шуллер В. Конструкции высотных зданий. – М., Стройиздат, 1989. – 248с.

65. Лишак В.И. Расчет бескаркасных зданий с применением ЭВМ. – М., Стройиздат, 1987. – 310с.
66. Прохоркин С.Ф. «Реконструкция промышленных предприятий» М., Стройиздат, 1988.
67. Розин Л.А. Расчет гидротехнических сооружений на ЭЦВМ. Метод конечных элементов. –Л.: Энергия, - 1988.
68. Зенкевич О., Чанг И. Метод конечных элементов в теории сооружений и в механике сплошных сред. – М.: Недра, 1984.
69. Постнов В.А., Хархурим И.Я. Метод конечных элементов в расчетах судовых конструкции. –Л.: Судостроение, 1984.
70. Безухов Н.И., Лужин О.В. Приложение методов теории упругости и пластичности к решению инженерных задач. –М.: Высшая школа, 1984.
71. Корнеев В.Г. Схемы МКЭ высоких порядков точности. –Л.:ЛГУ, 1988.
72. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. М.: Мир, 1988.
- Применения программы комплекс «ЛИРА WINDOWS» для расчета строительный и машиностроительный конструкции КНИИАС, Киев 2004г.
74. 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, 1986.
75. Conde F.F. Seismik structures // International Simposium FIP, Tbilisi, 1988, р.
76. Curtis J.A., Boykin T.R. Response of two-degree of fridom to white noise base excitation // The jurnal of the Acoustical Society of America. v.33, n5, 1961,
77. Delfosse G.S. The GAPES System: A new highiy efficient aseismic system // Proc. VI WCEE, New-Dehli, 1987,
78. Delfosse G. Protection contre ies seismes: Le systeme GAPEC // Construction, 1989,
79. Disque R.O. Directional moment connections – a proposed design method for embraced steel frames // Eng.J., 1985,

80. Fischer O. Some experience with the use of vibration absorbers on aerial masts // Acta technica csay. 1987,
81. Gupta V.P., Chandrasekaran A.R. Absorber system for earthquake excitations // Proc. 4 WCEE, Chiie, 1989.
82. Kilimnik L.Sh. Concepts development of multi-storey frame buildings directional design for the high seismicity areas // Proc. Of international Conference on Disaster Area Housing/ - Istanbul, 1977
83. Korenev B.G., Poliakov V.S. Reduktion of seismic structural response using the vibration absorber // Proc. of GECEE, Yugoslavia, 1985,
84. Masri S.F., Ibrahim A.M. Response of the impact damper stationari random excitation // The journal of the Acoustical Society of America, vol. 53, N1, 1983,
85. www.kpk.ru.
86. www.softkompas.ru.
87. www.optiroc.ru.
88. www.vetonit.ua.
89. www.kompen.com.tr.

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

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 8Ø36АШ. 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 Ø12АШ, вертикальная Ø10АШ, 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 4Ø28АШ и 4Ø25АШ), на третьем и четвертом этажах сечение колонн 400х400мм (с арматурой 4Ø28АШ). 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 3Ø20АШ и верхней зоне 2Ø36 АШ. 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.

