

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

На правах рукописи
УДК

ТУРБИН НИКОЛАЙ СЕРГЕЕВИЧ
**«РЕКОНСТРУКЦИЯ АДМИНИСТРАТИВНО-БЫТОВОГО
КОРПУСА ОБЪЕДИНЕНИЯ «ФОТОН» С РАЗРАБОТКОЙ
РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО УСИЛЕНИЮ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ
ЗДАНИЯ»**

**Специальность: 5А 340301 - «Реставрация, реконструкция,
благоустройство, эксплуатация зданий и городских территорий»**

Диссертация на соискание академической степени магистра

Работа рассмотрена и
допускается к защите

Начальник отдела магистратуры
_____ к.э.н., доц. Маманазаров О.Ш.
« ____ » _____ 2014 г.

Зав.кафедрой «ГСХ»
_____ к.т.н., доц. Хатамов А.Т.
« ____ » _____ 2014 г.

Научный руководитель
_____ к.т.н доц Шоджалилов Ш.

ТАШКЕНТ - 2014

-результаты сопоставления данных обследования с расчетной оценкой конструктивных и объемно-планировочных решений объекта;

Reconstruction of administratively household case of the association «FOTON» with development of recommendations about strengthening of seismic stability of the building.

The purpose of the real work is detection of features of an assessment of technical condition of the industrial building intended on reconstruction and recommendations about ensuring operational reliability and seismic stability in an earthquake of intensity of 8-9 points.

For achievement of this purpose it is necessary to solve the following problems:

- studying of technical, normative and other available documentation on the building;
- development of technical solutions on strengthening of bearing ferroconcrete designs and their knots of interface;
- carrying out technical inspection and tool research of object with an assessment of a condition of bearing designs of buildings;

The practical value of work consists in the developed technical solutions on strengthening of bearing ferroconcrete designs and their knots on ensuring operational reliability and seismic stability of surveyed object.

Scientific novelty of work

- results of comparison of data of inspection with a settlement assessment of constructive and space-planning solutions of object;

ОГЛАВЛЕНИЕ

Оглавление	1
Введение	2
Глава 1. Состояние вопроса и анализ литературных источников	6
1.1 Литературный обзор принципов реконструкции производственных зданий в сейсмостойком строительстве.....	6
1.2 Особенности реконструкции производственных зданий эксплуатируемых в условиях землетрясения повышенной интенсивности.....	13
1.3 Исследования несущих железобетонных элементов производственных зданий и оценка их надежности.....	24
Глава 2. Техническое обследование здания производственного корпуса ОАО "FOTON", расположенного по ул. проспекту Амура Темура г.Ташкента	39
2.1 Результаты обследования грунтов основания и фундаментов.....	39
2.1.1. Инженерно - геологические условия участка строительства.....	39
2.1.2. Обследование оснований и фундаментов.....	40
2.1.3. Определение расчетного сопротивления грунтов основания.....	47
2.1.4. Выводы и рекомендации по состоянию оснований и фундаментов.....	50
2.2. Техническое состояние несущих конструкций обследуемых зданий...51	
2.2.1. Описание объектов.....	51
2.2.2. Результаты обследования несущих конструкций зданий.....	55
2.3. Инструментальное исследование материалов несущих конструкций здания.....	70
2.3.1. Определение прочности бетона.....	70
2.3.2. Определение фактических характеристик элементов кирпичной кладки.....	71

Глава 3. Реконструкция производственного корпуса ОАО «FOTON» и разработка рекомендаций по усилению несущих элементов здания....81

3.1 Разработка технических решений по усилению несущих ж-б элементов обследуемого объекта.....	81
3.1.1 Усиление ж/б колонн подвала.....	82
3.1.2 Несущая способность усиленных колонн здания.....	85
3.2 Разработка рекомендаций по повышению эксплуатационной надежности и сейсмостойкости зданий при землетрясениях расчетно интенсивности.....	91
3.3 Некоторые особенности многоэтажных производственных каркасных зданий при сейсмических воздействиях.....	93
Общие выводы и заключения.....	98
Список литературы.....	99
Приложения.....	104

Введение

Интенсификация всех отраслей экономики страны, в том числе и капитального строительства в условиях переходного периода на рыночную экономику, требует повышения эффективности использования материальных и трудовых ресурсов. Это означает, что в капитальном строительстве уделенные затраты трудовых и материальных ресурсов повсеместно должны снижаться, а качество возводимых зданий повышаться. В отношении производственных зданий понятие повышения качества сводится к улучшению их конструктивных свойств и надежности, в особенности в сейсмических районах, снижению скорости физического износа.

Перед строительным комплексом во исполнения ряда указов президента РУз И.А. Каримова[1,2,3]предстоит задача по кардинальному повышению уровня строительного производства, комфортабельности, обеспечения высокой эксплуатационной надежности и сейсмостойкости эксплуатируемых зданий.

Капитальное строительство является одно из ведущих направлений социально-экономического развития страны. Более 25% выпускаемых продукции в народном хозяйстве имеют непосредственная или косвенная связь со строительным комплексом. Поэтому каждое техническое нововведение здесь может заметно отразиться на развитии страны в целом. При этом необходимо отметить улучшение архитектурного облика городов и сел, условий труда, отдыха и комфортности проживания граждан нашей страны.

Развитию научно-технического прогресса в строительном комплексе посвящены ряд законодательных документов, таких как постановления Кабинета Министров РУз N42 от 09.09.1999г «Об изучении зарубежного опыта и внедрения новых технологий в капитальном строительстве». Этому вопросу также уделено большое внимание и в Законе. «Об архитектуре и градостроительстве в РУз»

Говоря о мировом финансово-экономическом кризисе президент РУз И.А. Каримов отметил [3], что несмотря на все возникшие проблемы и трудности, республике удалось добиться в 2008 году не только стабильного функционирования экономики, но и обеспечить высокие устойчивые темпы его роста. В 2008 году валовой внутренний продукт вырос и составил 109% ,в том числе в производстве потребительских товаров 117,7 %, сфера услуг выросла на 21,3%. Устойчивыми темпами развивались и другие важнейшие отрасли экономики. Строительное производство выросло на 8,3%.

Диагностика повреждений и восстановление эксплуатационных качеств конструкций являются неотъемлемыми составляющими эксплуатации зданий и сооружений и как правило, сопутствует реконструкции. Наибольшая значимость социального эффекта реконструкции здания заключается в устранении последствий их физического и морального износа. История их возникновения и причины накопления их связаны с повышением градостроительной и морального износа. История их и причины накопления их связаны с повышением градостроительной и архитектурной культуры и с определенным ростом спроса потребителей комфортабельности здания.

Как правило, реконструкция жилых, общественных и производственных зданий проводится в условиях повышенной степени, что не позволяет использовать оптимальные комплектующие строительных механизмов и машин, организовывать места складирования для создания нормативных запасов материалов и изделий. Сама доставка конструкций (особенно крупногабаритных) может быть чрезвычайно затруднена сложившимися габаритами поездов или других транспортных средств.

Реконструкция связана с восстановлением или в отдельных случаях повышения эксплуатационных показателей усилением несущих элементов зданий и сооружений. Эти работы требуют индивидуальных подходов к конструктивным решениям при новом строительстве. Серьезные трудности часто возникают при определении места рациональной установки грузоподъемных механизмов в монтажной зоне, а в некоторых случаях не

представляется возможным конструкций вообще воспользоваться грузоподъемными кранами и необходим переход на менее индустриальные конструктивные решения. Для указанных ситуаций разработан и успешно реализовываются целый ряд эффективных предложений, основанных на исполнении конструкций как из традиционных строительных так и из новых легких высокопрочных материалов.

Оценка технического состояния строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений преимущественно осуществляется техническим обследованием. Обследования зданий и сооружений являются важнейшей частью комплекса работ по выполнению пригодности объекта к дальнейшей эксплуатации[4,5]. При обследовании должны быть установлены действительная несущая способность и эксплуатационная пригодность строительных конструкций и оснований с целью использования этих данных при разработке проекта реконструкции. Также должен вестись поиск оптимального варианта конструктивно-планировочного решения, способа возможного усиления несущих конструкций с учетом его технологичности, обеспечения минимума затрат трудовых, материальных ресурсов и времени на выполнения работ по реконструкции.

Изучение состояния конструкций и изделий эксплуатируемых зданий выполняется теми же методами и способами, которые используются при контроле качества их изготовления [6,7,8]. Однако часто возникают ситуации, когда для эксплуатируемых объектов необходимо изучение реальных условий работы при воздействии внешних факторов. К подобной ситуации можно отнести, например, случай, когда необходимо оценить работоспособность конструктивной или инженерной системы с учетом отклонение ее параметров от расчетных значений.

Повышенные требования предъявляются к методам обследования при анализе причин аварий в последствии повреждения конструкций при проектировании, монтаже или эксплуатации, а также катастроф-аварий, повлекших за собой человеческих жертв [9]. Проводимые оценки

технического состояния зданий и сооружений позволяют выявить наиболее характерные дефекты и разработать соответствующие рекомендации и технические решения по уточнению методов расчета конструкций, повышению их надежности, совершенствованию и эксплуатации.

Здания и сооружения представляют собой единую систему, состоящую из большого числа элементов, работающих в условиях сложных напряженно-деформируемых состояний. Поведение строительных конструкций и инженерного оборудования характеризуются рядом факторов, носящих случайный характер. Это относится прежде всего к прочностным показателям материалов, нагрузкам соответствующих на элементы здания, воздействиям факторов окружающей среды. В процессе изготовления отдельных элементов, их транспортировки от заданных значений. Поэтому для оценки технического состояния здания, сооружения или инженерных систем необходимо уметь прогнозировать возможность дальнейшей эксплуатации с учетом взаимосвязей и случайного характера формирования свойства. Для этого требуется, кроме технической диагностики, умение выполнить оценку надежности объектов [10,11]

Наиболее ответственной и сложной системой строительства, капитального ремонта и реконструкции зданий и сооружений является проектирование домов различного функционального назначения и конструктивной схемы. По мнению многих ученых и специалистов [6,7,8,12], качеством проектно-сметной документации определяется до 60% эффективности ее реализации. Поэтому низкий уровень ведения как объектов нового строительства, так и реконструкции.

Проблемы повышения качества проектно-сметной документации весьма сложно. Например, если за основу в этом направлении принять жилищное строительство, то в огромном жилищном фонде практически трудно найти два одинаковых здания, поскольку даже здания, построенные по одному (типовому) проекту, из-за различного качества изготовления конструкций, ведения строительно-монтажных работ, грунтовых вод, условия

эксплуатации находятся, как правило, в различном техническом состоянии[13]. Это безусловно осложняет, в ряде случаев исключает возможность унификации и типизации проектных решений. Поэтому реконструкция жилых зданий в каждом конкретном случае имеет свои особенности и осуществляется индивидуальным проектом. Такое положение более усугубляет невозможностью осуществлять проведение технического обследования для оценки состояния строительных конструкций и здания в целом, а также предпроектные изыскания до отселения жильцов из здания, назначенных на реконструкцию. А поскольку проектирование реконструкции производится задолго до начала работ и базируется на весьма приблизительных исходных данных, то это негативно отражается на качестве проектно-сметной документации и как следствие на работе подрядных организаций. Известно большое количество случаев, когда уже в процессе проведения реконструкции жилых зданий выявляется несоответствие проектов фактическому состоянию объектов, причиной которого является или не квалифицированное проведение процессов предпроектных изысканий или вовсе отсутствие этого важного этапа реконструкции, в результате увеличивается стоимость и срок работы по реконструкции [14].

Отрицательным образцом на качество проектирование реконструкции сказывается отсутствие или недостаточность нормативной базы. Достаточно сказать, что количество нормативных документов, подготовленных и утвержденных специально для ремонтно-строительных работ, во много раз меньше количества нормативных документов, регламентирующих все аспекты строительного производства, не вдаваясь в вопросы необходимости и достаточности действующего в новом строительстве перечня нормативных базы потребует весьма значительных временных затрат.

Заметное место в данной работе уделяется научно-теоретическим основам вариантного проектирования на базе многокритериальной оценки принимаемых решений сопряжено с необходимостью решения ряда

локальных задач, имеющих принципиальное научно-теоретическое и практическое значение. Среди них можно выделить три основные:

- разработка научно-обоснованных принципов формирования рациональных конкурентоспособных вариантов проектных решений;

- определения необходимого и достаточного количества оценочных показателей, их количественная и качественная характеристика, обеспечение сопоставимости показателей путем их нормализации, оценка значимости показателей на основе приоритетного ранжирования;

- разработка методов выбора всего множества оценочных показателей используя базы данных технических обследований зданий и сооружений различных конструктивных систем и функциональных назначений.

Решение этих задач базировалось на современном математическом аппарате, работах крупнейших отечественных и зарубежных ученых в области кибернетики, прикладной математики, сейсмостойкого строительства, а также работах, посвященных решению разнообразных технических задач с применением математических методов. Все полученные результаты представлены в машиноориентированном виде с учетом возможности компьютеризации процессов проектирования реконструкции зданий и сооружений, широкого внедрения система автоматизированного проектирования (САПР)[15,16,17].

Особенно в этом отношении большое значение имеет Постановление Президента РУз И.А. Каримова от 29.04.2008 г №847 «О мерах по дальнейшему совершенствованию деятельности проектно-изыскательных организаций» и в свете этого Постановления Приказ Госархитектрстроля РУз (п.ч.1) от 27.06.2008г. №54 «Об утверждении мероприятий по улучшению проектного дела и повышению качества проектирования».

Немаловажное значение имеют и вопросы организационного и технического обеспечения вариантного проектирования и реконструкции зданий и сооружений, решение которых необходимо для широкого внедрения в практику которых необходимо для широкого внедрения в

практику таких методов выполнения проектных работ, главными из которых являются:

- пересмотр стоимостных показателей проектных работ и показателей финансово-экономической деятельности проектных организаций в связи с большой стоимостью и трудоемкостью вариантного в сравнении с традиционными методами;

- повышение качества предпроектных изысканий, проводимых в зданиях назначенных на реконструкцию;

- определения перечня показателей для оценки проектных и организационных – технологических решений, их количественные и качественные характеристики и согласование этих показателей со всеми заинтересованными организациями, закрепления перечня оценочных показателей и их количественных характеристик нормативными документами на региональном уровне (район, город, область, республика) с учетом технического состояния и спецификации имеющихся в регионе застроек, сложившихся в методов возведения и реконструкции зданий, промышленно-сырьевой базы и климатических условий.

- техническое обеспечение внедрения и вариантного проектирования в проектных организациях ,переход в связи с этим на принципиально новую технологию выполнения проектных работ, ориентированную на устранение несоответствия между сложностью проектируемых объектов и сложившиеся средствами и методами их проектирования, организация сбора, хранения, обработки и систематизации массивов информации, необходимых для обеспечения вариантного проектирования зданий и сооружений,

При осуществлении работы по капитальному ремонту и реконструкции привычки и другие характеристики человека. Обеспечение безопасности реконструированного здания имеет непосредственную связь с требованием прочности и устойчивости элементов и конструкций, эксплуатационной надежности и сейсмостойкости зданий и сооружений в целом при землетрясениях расчетной интенсивности.

В результате изменения условия окружающей среды в следствии жизнедеятельности человека, научно-технического прогресса, повышения жизненного уровня и т.д. технологические процессы и эксплуатация зданий и сооружений постоянно меняются то в положительную сторону, то отрицательную, которые трудно поддаются к оценке. Трудность анализа этих параметров в различных условиях эксплуатации (особенности климата, прочность грунтов оснований, техногенные факторы, землетрясения и т.д.) состоит в недостаточности экспериментальных данных об изменении технического состояния зданий и сооружений под воздействием вышесказанных факторов.

Проведенные работы по техническому обследованию зданий сооружений различного функционального назначения, конструктивной системы, срока и условия эксплуатации научно-исследовательскими и проектно-конструкторскими организациями [4,5,6] позволили сформулировать заключение о том ,что провести техническую экспертизу каждого объекта, независимости формы собственности является необходимым условием для безопасности и проживания населения.

Столица РУз город Ташкента населением около трех миллионов человек в настоящее время достойно занимает одно из заметных мест среди городов мирового сообщества как в политическом, так и социальном плане и является крупным политическим, административным и промышленным центром Центрально-Азиатского региона рассчитывающим большое число предприятий различных отраслей производства, научных проектных и конструкторских организаций, учебных заведений, учреждений культуры и т.п. Особенно следует отметить, что в последние годы в городе осуществлен большой объем работы по реконструкции промышленных и гражданских зданий. В этом плане особое место занимает реконструкция крупнейших промышленных предприятий как Ташкентский Текстильный комбинат, Моторный завод, Агрегатный завод, ОАО Foton и др., которые имели значительное место и значение в общем строительном фонде города.

В настоящее время научно-исследовательскими институтами ВУЗами, проектными, строительно-монтажными и ремонтно-строительными организациями накоплен значительный опыт в осуществлении реконструкции и модернизации зданий и сооружений в этой области в последние годы выпущено большое количество инструктивных и рекомендательских документов [15,16,20,21] монографии [22,23,24], Учебники и учебные пособия [10,12,14,25,26,27,28], изданы соответствующие главы КМК [29,30,31].

Однако, является недостаточными проведенные работы по обследованию многоэтажных промышленных зданий, расчетной оценки состояния их несущих конструкций, разработка рекомендаций по капитальному ремонту и реконструкции, по реконструкции, усилению и восстановлению объектов недостроек, долгостроек, а также других вопросов как климатического, так и технологического характера.

В свете вышеуказанных целью настоящей работы является выявления особенностей оценки технического состояния промышленного здания предназначенного на реконструкцию и рекомендаций по обеспечению эксплуатационной надежности и сейсмостойкости в условиях землетрясения интенсивности 8-9 баллов.

Для достижения этой цели необходимо решить следующие задачи:

- изучение технических, нормативных и других имеющихся документов на здание;
- разработка технических решений по усилению несущих железобетонных конструкций и их узлов сопряжения;
- проведение технического обследования и инструментального исследования объекта с оценкой состояния несущих конструкций зданий;
- разработка рекомендаций по обеспечению эксплуатационной надежности и сейсмостойкости условиях землетрясения расчетной интенсивности.

Научная новизна работы

-результаты сопоставления данных обследования с расчетной оценкой конструктивных и объемно-планировочных решений объекта;

-разработанные технические решения и рекомендации по усилению несущих железобетонных конструкций и их узлов, обеспечения эксплуатационной надежности и сейсмостойкости обследуемого объекта в условиях землетрясения интенсивностью 8-9 баллов;

Актуальностью работы вытекает из Указов Президента РУз И.А. Каримова №УП-412 от 09.09.1999г. «Об изучении зарубежного опыта и внедрения новых технологий в капитальном строительстве» и №УП-305 от 05.08.2000г. «О дополнительных мерах по углублению экономических реформ в капитальном строительстве». Этот вопрос также имеет важное место и в Законе «Об архитектуре и градостроительстве в РУз»

Практическая ценность работы заключается в разработанных технических решениях по усилению несущих железобетонных конструкций и их узлов по обеспечению эксплуатационной надежности и сейсмостойкости обследуемого объекта.

Апробация работы. Основные результаты работы доложены на научно-технических конференциях профессорско-преподавательского состава ТАСИ, а также неоднократно докладывались на заседаниях кафедры «Городского строительства и хозяйства».

Публикация работы. По теме диссертации опубликовано 2 научные статьи в сборнике научных трудов института.

Структура и объем работы. Диссертационная работа состоит из введения, трех глав, общих выводов, машинописного текста, списка литературных источников.

Глава 1. СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА И АНАЛИЗА ЛИТЕРАТУРНЫХ ИСТОЧНИКОВ

1.1 Литературный обзор принципов реконструкции производственных зданий в сейсмическом строительстве

Реконструкция в современном этапе по ряду объективных причин стала одним из магистральных направлений в области капитального строительства. Её объёмы неуклонно возрастают. По своей специфике проектирование и проведение строительно-монтажных работ по реконструкции существенно отличается от процесса создания новых зданий и сооружений и обуславливает некоторые другие подходы из взгляды.

Реконструкция здания и сооружения - это их переустройство с целью частичного или полное изменение функционального назначения, установки нового эффективного оборудования, улучшения застройки территорий, приведения их в соответствие современные возросшими нормативными требованиями. Она является частью общей реконструкции производственных предприятий или городской территорий, жилого массива, комплекса, социально бытовых, культурно-массовых учреждений. Необходимость реконструкции зданий и сооружений требует решения вопросов работоспособности существующих конструкций выявление в них резервов для увеличения нагрузок или, наоборот, дефектов снижающих вероятность их безаварийной работы. Одновременно должен решаться в результате анализа и обработки полученных данных вопрос о эксплуатационный пригодности сейсмостойкости, если рассматриваемый объект расположен в сейсмическом районе повышенной интенсивности (более 7 баллов).

Реконструкция здания и сооружения осуществляется и при проведении технического перевооружения предприятий, однако в этом случае расходы на строительно-монтажные работы не должны превышать 10% общих капиталовложений. Она должна носить комплексный характер, учитывать

длительные перспективы развития местности где расположен объект. Некомпетентность подхода, удовлетворение интересов только сегодняшнего дня, отсутствие перспективного плана могут привести через определенное время к невозможности осуществления последующие реконструкции без сноса сложившаяся после проведения реконструкции застройки.

Как отмечается исследованиями ряда работ[13.32.3.34.35.36], реконструкция связана с восстановлением эксплуатационных показателей и усиление несущих элементов здания и сооружения. Эти работы требуют индивидуальных подходов, отличных от подходов к конструктивным решениям при новом строительстве. Серьезные трудности часто возникают при одновременном определении места и соответствующего вида рациональной установки грузоподъемных механизмов в монтажной зоне, и в некоторых случаях при разработке и монтаже конструкции вообще не представляется возможным воспользоваться кранами и необходим переход на менее инструментальные конструктивные решения. Для указанных ситуаций разработан и успешно внедряется целый ряд предложений, основанных на использовании конструкций как из традиционных, так и из новых легких высоко прочных материалов[36.37.38].

Оценка технического состояния строительных конструкции эксплуатируемых зданий и сооружений большей степени осуществляется техническим обследованием. Обследование зданий и сооружений является важнейшей частью комплекса работ выявления фактического состояния конструкций и определению пригодности рассматриваемого объекта дальнейшей эксплуатации. Как отмечается в ряде работ [4.5.28], при обследовании должны быть установлены действительная работа и несущая способность, а также эксплуатационная пригодность строительных конструкций и оснований с целью использования этих данных при разработке проектно-сметных документаций реконструкции. Также должен вестись поиск оптимального варианта конструктивно-планировочного решения, способы возможного усиления несущих конструкций с учетом его

технологичности, обеспечение минимум затрат трудовых, материальных ресурсов и времени на выполнение работ по реконструкции.

В настоящее время проектирование строительных конструкций независимо от применяемого материала ведется в соответствии с методом расчета по предельным состояниям[39.40]. В связи с этим при обследовании железобетонных, каменных, металлических, деревянных конструкций и оснований к ним необходимо предъявлять требования по 1 группе предельных состояний (по несущей способности) и по второй группе(по пригодности к нормальной эксплуатации) согласно действующим КМК на проектирование конструкций из этих материалов и оснований.

После выполнения основных этапов обследования производится оценка технического состояния строительных конструкций объекта, который включает анализ результатов инструментальных исследований, окончательное определение согласованных с заказчиком нагрузок и воздействий, проведение поверочных расчетов несущих конструкций. В итоге составляется техническое заключение на обследованное здание или сооружение, в котором в виде выводов дается общая оценка эксплуатационной пригодности рассматриваемых несущих конструкций и в целом здания.

Правильная техническая эксплуатация является основным фактором обеспечения безопасности и долговечности зданий и сооружений. Главной задачей технической эксплуатации зданий является обеспечение их сохранности и работоспособности при минимальных затратах на ремонт и обслуживание. В связи с этим основой правильной эксплуатации есть оценка технического состояния конструкций и здания в целом и их эксплуатационных качеств. Оценка состояния конструкций на различных этапах существования зданий и сооружений устанавливает причины и признаки повреждений, позволяет выявить дефектные, разрушающиеся конструкции, определить степень и границы повреждений с тем, чтобы своевременно и качественно отремонтировать их. Таким образом,

необходимо представлять принципов обследования, осуществлять контроль за состоянием здания, начиная с приемки его в эксплуатацию (приемочный контроль), в процессе эксплуатации (профилактический контроль), при выявлении дефектов и повреждений, а также перед постановкой здания на капитальный ремонт.

Система контроля предусматривает создание методов оценки, приборов и средств измерений, позволяющих определить параметры технического состояния конструкций и изделий и их соответствие нормативным требованиям. Оригинальные измерительные приборы и преобразователи созданы учеными конструкторами Н.Н.Макеимовым, Н.Н. Аистовым, И.А. Физделем, О.Ю. Саммалом, В.З. Хейфицем и др [41]. Неразрушающий контроль производства и качества бетонных и железобетонных изделий получил колоссальное развитие в работах А.И. Буракоса, Д.А.Коршунова, З.М. Брейтмана, В.П.Глуховекого, А.М. Помищука, К.А.Глуховского, И.Э.Школьника, В.В. Судекова /6,7,8/.

Весьма поучительным являются результаты анализа последствий аварий, катастроф и стихийных бедствий. В работах А.Б.Ашрובהа, В.Т.Рассказовского, А.И.Мартемьянова, В.В. Ширина [42,43] , Х.А. Асамова [44], К.С. Абдурашидова [45], В.А.Ржевского [24] содержится детальный и подробный анализ причин разрушений зданий и сооружений от различных факторов. Строгой классификации причин и характера разрушений до настоящего времени не создана, но можно объяснить следующие объективные обстоятельства приводящие к разрушению конструкций: недостаточное знание условий действительной работы рассматриваемого объекта; ошибки допущенные в процессе проектирования и в определении действующих нагрузок; несовершенство изготовления изделий и конструкций и монтажа объекта; неправильное условие его эксплуатации.

В теоретическом направлении и в вопросах проектирования и строительства, а также реконструкции, модернизации и реставрации зданий и сооружений значительный вклад внесли работы М.Д.Бойко [46,47], А.Г.

Ройтмона [9,32,48], Р.К. Мамажанова [23], О.В. Лужина [4], А.А.Ходжаева [49] и других.

Как показывают результаты этих работ, оценка технического состояния зданий и сооружений, необходимость их ремонта или усиления, соответствующие обоснования и выдача заключения об их пригодности к дальнейшей эксплуатации или принятия решения о сносе могут быть осуществлены только на основе детального технического обследования объектов.

Существенное значение следует придать периодическим наблюдениям за поведением создаваемых конструкций, уникальных зданий и сооружений и объектом представляющих архитектурной ценности. В качестве примера можно привести комплексные исследования Останкинской башни Московского телерадиоцентра, проводимого более 15 лет и включающие изучение деформирования грунтов основания, работы бетона башни, наблюдения за натяжным тросов, за параметрами колебаний конструкций.

Как теоретическом, так и практическом плане вызывает большой интерес опыты исследования радиотелевизионной башни, возведенное в г. Алма-Ате. Работа носила комплексный характер и началась с исследованиями на моделях. Впервые для горных районов высокой сейсмичностью создана башенное сооружение высотой 372м с базой основания 18,5м. Масса металлических конструкций при этом составляет около 5000т.

В настоящее время еще недостаточно полно организована служба контроля качества изготовления и монтажа строительных конструкций, а также служба, регистрирующая информацию об отказах отдельных конструктивных элементов. Это обстоятельство в большей степени связано с процессом разгосударствления строительных организаций и предприятий по изготовлению строительных конструкций и изделий. В последних ещё сохраняются лаборатории в различных уровнях, в какой-то степени и ответственные по контролю качества, но низкими возможностями. Однако

большая часть строительно-монтажных организаций очень слабо занимаются с качеством или вовсе отсутствует такая служба. Необходимо повсеместно организовать работы по соблюдению требований нормативных документов и стандартов, для чего следует создать тесную связь со специализированными организациями по контролю качества на договорной основе. В рамках этих договоров оперативно следует выявлять имеющиеся недостатки и нарушения и своевременно производить анализ причин их возникновения и на их основе разрабатывать соответствующие рекомендации по устранению этих недостатков.

Проблема безопасной эксплуатации зданий и сооружений всегда является важнейшей социальной и технической задачей общества. Дом, пока он стоит на земле, должен надежно защищать проживающих или работающих в нем людей от любых атмосферно - погодных условий, обеспечить комфорт помещений, санитарно – бытовых условия и т.д. Дом должен быть прочным и устойчивым, должен защищать людей от стихийных бедствий различного рода, а также техногенных и антропогенных воздействий. Все это обеспечивается комплексом ограждающих и несущих конструкций, образующих определенные (замкнутые, ограниченные) объемы помещений, а также санитарно-техническим оборудованием, создающим температурно-влажностный режим и комфорт этих помещений. Всякое промышленное изделие, в том числе и доле будет удовлетворять требованиям потребления в том случае, если оно надежно. В более широкое понятие обеспечение надежности здания – это обеспечение взаимосвязанной оптимальной работы элементов и конструкций разных материалов и узлов ограждающих и несущих конструкций и инженерных систем зданий в течении всего срока эксплуатации [50].

Основой обеспечения надежности эксплуатируемых зданий, предупреждения повреждений и аварий являются.

- научно - обоснованная система планово - предупредительных ремонтов;

- система профилактики отказов.

Для внедрения такой системы необходима информация о техническом состоянии конструкций, элементов, узлов и стыков зданий. Во всех отраслях промышленности эффективность системы технического обследования и ремонта в настоящее время связывается с внедрением технической диагностики [26,47].

Оценка конструкций на различных этапах существования здания позволяет выявить дефектные разрушающиеся элементы. Данные полученные в результате оценки состояния конструкций эксплуатируемых зданий, могут служить основой для разработки мероприятия, способствующих улучшению качество строительства, совершенствованию методов возведения новых зданий, правильной эксплуатации и своевременному ремонту. Вместе с тем, эти сроки установлены с учетом выполнения мероприятий по поддержанию конструкций, изделий и оборудования в эксплуатационно пригодном состоянии и обеспечению их безопасной эксплуатации. Безопасность зданий и сооружений прежде всего зависит от того, насколько обеспечены требования достаточной прочности, устойчивости, деформативности и трещиностойкости, нормальное и своевременное техническое обслуживание, а также пожара и взрывобезопасность. При этом необходимо своевременное выполнение капитальный и текущий ремонт здания и постоянный контроль над техническим состоянием основных строительных конструкций. Метод диагностики в процессе технического обслуживания и ремонта производственных зданий в отличие от других видов застройки имеет свои особенности. Он состоит из профилактического, специализированного и совмещенного типов. Такое деление, возможное и необходимое благодаря применению специфических методов и средств, обуславливает качественный переход от общеизвестных контрактных процессов к диагностическим. Профилактическое диагностирование проводится для постоянного безотказного функционирования конструкций, изделий и оборудования.

Специализированная диагностика включает в себя комплекс операций перед ремонтом [51]. Она дает возможность оценить состояние фонда, его исходное техническое состояние для разработки стратегии, плана и сроков ремонтных работ. Совмещенная диагностика отличается от общепринятых контрольных работ лишь более высоким уровнем технических средств. Эффективность методов и средств диагностики отличается от общепринятых и повышается при формализации операций контроля и дальнейшей их автоматизации. Такая формализация, основанная на детальном изучении параметров, характеризующих техническое состояние конструкций и узлов, учитывает специфику конструкций и схем здания.

Оба вида диагностики по объему исследуемых конструкций могут быть как общими, так и выборочными (охватывающими одну или несколько конструкций здания). Обработка полученной информации должна быть решена на основе единого подхода к отдельным конструкциям и изделиям (системам) здания как объекта в целом на основании выбранной модели технического состояния здания. Для случаев, когда модели не разработаны, могут применяться частные модели.

Обработка полученных информации должна быть осуществлена на основе единого подхода к отдельным конструкциям (системам) здания и как объекта в целом на основании выбранной модели технического состояния рассматриваемых производственных зданий.

1.2. Особенности реконструкции производственных зданий эксплуатируемых в условиях землетрясения повышенной интенсивности.

Последствия многочисленных разрушительных землетрясений [24,52,53,54] и сопутствующих им других стихийных бедствий, особенно пожаров, показывают, насколько велика роль придуманных и научно-обоснованных градостроительных приемов в предотвращении или снижении

возможно ущерба. Бывает, что специалисты по инженерной сейсмологии и сейсмостойкому строительству привлекаются к работе не на стадии составления генпланов, а на стадии ликвидации последствий землетрясений, связанных с оценкой целесообразности восстановления или сноса зданий и сооружений в отдельных эпицентральных районах и определения зон массовой застройки города, разрушенного землетрясением. Участие этих специалистов в разработке генеральных планов города или отдельных районов, расположенных в сейсмически опасных территориях была бы куда полезнее и эффективнее.

Наиболее ценные сведения о поведении зданий при землетрясениях содержатся в работе К. Штейбурга и В.Буша [55], где описываются результаты наиболее вызывающих интерес с инженерной точки зрения здания 13 землетрясений. В ней указывается, что здания с жесткими стенами, воспринимающими горизонтальные усилия, обладают мелкими периодами собственных колебаний чем здания с упругими конструкциями, в связи с чем последние подвергаются действию более значительных сейсмических нагрузок.

Опыт строительства в Японии приводит также к выводам о хорошей сейсмостойкости зданий со стенами, воспринимающими горизонтальные нагрузки. В этом отношении следует отметить о необходимости создания жесткого диска междуэтажных и чердачных перекрытий с несущей поперечной и продольной стенами.

Необходимо отметить, имеющийся противоречия между теорией консольного стержня, отвергающий сейсмостойкость жестких сооружений, и опытом землетрясений. Если же предположить, что для данного типа зданий более приемлемой схемой является пространственная, в которой учтена деформативность перекрытий, то указанные противоречия исчезают или уменьшаются [56].

В упругих конструкциях здания горизонтальные сейсмические усилия воспринимаются железобетонными рамами, работающими на изгиб. Во

время землетрясений 1957 и 1968 г.г. в Мексике здания каркасного типа имели значительные повреждения, а несколько из них разрушилось. Во время землетрясений 1952 г. в г. Бекерсфильде (США) было серьезно повреждены здания завода «Локхид». Два 1-этажных здания его было выполнены полностью из сборных железобетонных элементов, запроектированных как жесткие диафрагмы, наружные стены должны были воспринимать горизонтальные усилия. Замена цементного раствора мастикой при заделке швов между сборными железобетонными панелями покрытия привела к неудовлетворительной работе его в качестве жесткой диафрагмы. Внутренние колонны оказались поврежденными от изгибающих усилий, вызванных чрезмерными поперечными смещениями покрытия [57].

Примером удачно спроектированного длинного здания рамносвязевой системы с двумя вертикальными диафрагмами по торцам может служить здание средней школы в г. Эрвин (США), не разрушившийся во время землетрясения 1952 г. В нем удачно сочетались конструкции из разных материалов с различными деформативными показателями – кирпичных стен, усиленных арматурой, железобетонных рам и длинных железобетонных перекрытий. Не вызывает сомнений пространственный характер работы этого здания во время землетрясений. Благодаря достаточной протяженности, оно оказалось в меру гибким, несмотря на наличие в его составе жестких торцевых диафрагм. В силу этого сейсмические нагрузки были умеренными, а распределение их между каркасом и стенами довольно рациональным.

Стоимость восстановления всех поврежденных зданий, подобных указанной школе, не превышает 1% , в то время как расположенный неподалеку торговый район, застроенный зданиями другого типа (жесткой и рамной конструктивными схемами), получил повреждения, затраты на ликвидацию которых составляют около 100% стоимости зданий.

Результаты проведенных обследований ярко свидетельствуют о том, что слабым местом в пространственных каркасах являются узлы сопряжения

перекрытий с вертикальными диафрагмами (наблюдались повреждения нескольких шкальных зданий в этих местах). Поэтому чрезмерное увеличение длины здания (или расстояния между жесткими вертикальными стенами) может оказаться не целесообразным, даже опасного из-за больших суммарных деформаций перекрытий и, следовательно, больших углов поворотов в местах сопряжения их с вертикальными диафрагмами, выполненные аврами [55] числовые расчеты здания, однотипного зданию средней школы в г. Эрвин, подтверждают выводы о его сейсмостойкости. При большой длине здания диафрагмы становятся практически жесткими опорами для сборных перекрытий, и может стать причиной опасности проявления асинхронности колебаний этих конструкций. Для монолитных перекрытий оптимальная длина здания, с точки зрения величины сейсмической нагрузки, находится в пределах 65-70м.

В рассматриваемом выше типе сейсмостойкого здания в качестве жестких вертикальных диафрагма использовались кирпичные стены. Одного и стены из пустотных бетонных блоков, сборные железобетонные хорошо выполняют функции сейсмических диафрагм, ограничивающих в определенных пределах деформативность каркаса, при условии соблюдения требований действующих стандартов и норм по обеспечению прочности сцепления кладки (однако в подавляющее большинстве случаев эти требования не соблюдаются по различными объективными и субъективным причинам). Они также хорошо зарекомендовали себя во время землетрясений.

Работа Д.Донстона [58] посвящена обзору разрушительных землетрясений в г. Величтоке и развитию строительства многоэтажных зданий в Новой Зеландии. В сейсмостойком строительстве многоэтажных зданий в Новой Зеландии заметно стремление к использованию железобетонного каркаса в сочетании с вертикальными диафрагмами жесткости, расположенными на достаточно большом расстоянии. При проектировании таких зданий обеспечивается достаточная жесткость,

уменьшаются междуэтажные отклонения каркаса и, следовательно, повреждения окон, перегородок и отделки. Характерно в этом отношении здание, построенное в г. Окленд (длина – 93м, ширина – 17,5м, высота 34м). в качестве вертикальных диафрагм жесткости, ограничивающих междуэтажные отклонения железобетонного каркаса, применены торцевые стены здания в сочетании с двумя почти центрально расположенными поперечными стенами. Опорные реакции стен были очень большими, и для их восприятия использована плита пола нижнего этажа, специально рассчитанная как высокая горизонтальная балка, работающая в своей плоскости. Перекрытие второго этажа рассчитывалось в соответствии с необходимостью передачи большой перерезывающей силы от центра к концам.

В расчет остальных перекрытий вводили соответствующие поправки. При проектировании зданий в какой-то мере учтена его работа по пространственной расчетной схеме. Подобное здание подвергалось разрушительному землетрясению в 1942г., но осталось невредимым; отмечены лишь незначительные трещины в горизонтальных стыках поперечных диафрагм нижнего этажа. Анализ последствий землетрясений подтверждает целесообразность применения в расчетах на сейсмостойкость пространственных расчетных схем. Рациональность их использования в динамических расчетах, в зависимости от категорий сооружений и типов грунтов, не вызывает сомнений

Способы восстановления и усиления несущей способности элементов железобетонного каркаса, применяемые при реконструкции промышленных сооружений, также частично могут быть применены при ликвидации последствий землетрясений. Разработка специальных способов восстановления зданий, пострадавших в результате землетрясений, получила наибольшее развитие в 50-70-х годах, после Ташкентского 1944г. , Ашхобадского 1948 г. и особенно Ташкентского землетрясения 1966г.

Так, в Ташкенте в результате землетрясения 1966г. получили значительные повреждения объекты промышленно – гражданского назначения (Табл 1.1.). Как видно из табл. 1.1. наибольший ущерб нанесён коммунально-бытовым объектам. Объекты здравоохранения пострадали несколько меньше: 115% пострадавших зданий – детские учреждения; 6,7% - учреждения здравоохранения; 10,9% - здания промышленных предприятий [43].

Таблица 1.1

Количество поврежденных зданий различного назначения в результате землетрясения 1966г. в г. Ташкенте [43]

Виды зданий и сооружений по назначению	Повреждено зданий, %			
	Всего	Аварийные под снос	Требующие капитальный ремонт	Требующих текущего ремонта
Всего	100	17,7	71	11,6
В том числе:				
Коммунально-бытовые объекты	15,5	7,8	6,9	0,8
Детские учреждения	11,5	1,2	8,8	1,5
Здания пром. предприятий	10,9	1,0	5,4	4,5
Административные	10,0	1,7	7,4	0,9
Предприятия торговли	10,0	0,5	9,4	0,1
Шкалы	9,2	0,8	7,2	1,2
Научные, проектные и учебные учреждения	9,0	0,5	8,0	0,5
Учреждения здравоохранения	6,7	1,0	5,7	-
Предприятия общест. питания	4,2	1,6	2,6	-

Культ-просвет. учреждения	3,2	0,5	2,3	0,4
Физкультур и спорт. учреждения	0,4	-	0,2	0,2
Прочие объекты	8,4	1,0	6,0	1,4

Анализ способов восстановления зданий и сооружений, пострадавших по различным причинам (взрыв, просадка, землетрясения), показывает, что они охватывают большое разнообразие деформаций строительных конструкций. Способы восстановления как отдельных элементов, так и зданий в целом имеют много общего и могут быть применены для повышения несущей способности зданий, пострадавших в результате землетрясений. Очевидно, что при этом должны быть учтены характерные особенности повреждений конструкций, сейсмического воздействия как силового фактора и самого события как стихийного бедствия. Поэтому общие принципы восстановительных работ по существу близки к принципам восстановления, разработанным ещё в условиях военного времени:

- минимальным объём демонтажных работ;
- максимальное использование поврежденных конструкций;
- высокий уровень механизации работ;
- максимальное использование элементов заводного изготовления для восстановления в кратчайшие сроки;
- высокие требования к четкой организации и планированию работ по капитальному восстановительному ремонту в кратчайшие сроки.

При обсуждении необходимости реконструкции отдельных объектов или районов и более крупных территорий, следует учитывать результатов сейсмического микрорайонирования, которое должно проводится для городских территорий, развивающимся промышленных узлов, расположенных в районах сейсмичностью 8 и более баллов. На территориях, сейсмичность которых не допускается. Реконструкция зданий и сооружений на таких территориях может быть допущена только по согласованию с

Госархитектуром РУз. В связи с перспективной расширением строительства в районах сейсмичностью 9 и более баллов появилась необходимость в разработке специальных рекомендаций по обеспечению сейсмостойкости различных сооружений, возводимых на этих площадках. В районах сейсмичностью 9 баллов следует ограничивать строительство и расширение промышленных предприятий, не связанных с разработкой горных сырьевых ресурсов и непосредственным обслуживанием населения, а также строительства новых научно – исследовательских и проектных институтов, высших и среди специальных учебных заведений, в том числе лицеев и колледжей.

Изменения сейсморайонирования ряда территорий страны определило необходимость разработки методик повышения сейсмостойкости зданий, возведенных без элементов сейсмоусиления. Задача осложняется отсутствием возможности переселения жильцов и необходимых крупных затрат по осуществлению разработанных мероприятий по сейсмоусилению. Анализ характера разрушения конструкций в результате землетрясений последних лет показал, как влияет отсутствие равнопрогности и равноустойчивости элементов зданий на формы обрушений [54]. Так, многие дома в Турции, имевшие перекрытие из монолитного железобетона, сложилось при их горизонтальных смещениях за счет отсутствия жестких диафрагм, слабости колоны каркаса и кладки стен. В Тайване многоэтажные здания опрокидывались фрагментами по нескольким этажам, накрывая нижние. Здесь, вероятно сказались планировка квартир, отсутствие ядер жесткости и регулярности роли- караси, а в ряде случаев, слабость грунтов основания.

Как выше было отмечено, сейсмостойкость здания обеспечивается превращением перекрытий в жесткие диски за счет взаимоувязки плит и объединения их с железобетонными антисейсмическими поясами, установкой диафрагм, повышающих устойчивость по поперечным осям, введением вертикального армирования, увеличением прочности фундаментов

и цокольных этажей, воспринимающих значительные моменты при горизонтальных толчках. Разработанные ЦНИИЕК предложения [59], вымочившие:

- устройство гитраб по внутреннему периметру наружных стен на высоту над полом на 50см, глубиной 5см;

- пробивку отверстий над пустотами плит, введение в них арматурных стержней и бетонирование (с заполнением пустот) по установленной в углах арматурной сетке, пристреленной к кладке стены и объединенной с вертикальными выпусками арматуры из перекрытий, что чрезвычайно осложняет производство работ, требует демонтажа системы отопления и увеличивает вес здания.

В работе /60/, освещен вопрос о современной идеологии проектирования сейсмостойких сооружений, которая основана на вероятностном подходе и близка к методологии анализа решений /61/. При принятии решений в процессе проектирования, должны быть рассмотрены разные воздействия, реакция сооружений на эти воздействия; также должны быть «взвешены» уровни риска, первичные затраты, возможные убытки и т.д. Даже это упрощенное описание показывает, что полный процесс сейсмостойкого проектирование, которые в [61] определено как «оценка полного риска», требует привлечения понятий относящихся к различным специфическим областям знаний. Проведение такого рода проектирования на полноценном уровне является долгим и дорогостоящим процессам.

Железобетонные каркасы многоэтажных промышленных зданий для сейсмических районов проектируются с несущим каркасом, образованным продольными и поперечными рамами преимущественно без шарнирных узлов и, как правило, из сборных колони и поперечных ригелей. Каркасы одноэтажных производственных зданий допускается проектировать как с шарнирным сопряжением колони и ригелей покрытия, так и с жестким.

Для одноэтажных промышленных зданий рекомендуется применять железобетонные колонны прямоугольного сечения и двух вставные.

Металлические колонны рамного каркаса принимают замкнутого коробчатого сечения, равноустойчивого относительно главных осей, а для рамно – связевого каркаса – двутаврового сечения. В 1962г. сотрудниками ИФЗ АН СССР В.И. Кейлис – Бороком, И.Л. Нерессовым и А.М.Ягломом была опубликована работа [62], в которой экономический эффект антисейсмических мероприятия поставлен в зависимость не только от максимально возможной интенсивности землетрясений, но и от их повторяемости. В заключение своей работы авторы делают вывод о том, что во меньших случаях применение антисейсмических мероприятий в 7-балльной зоне экономически неэффективно, так как срок окупаемости затрат в этих районах составляет несколько сотни, а может быть и тысячи лет. А подавляющее большинства зданий имеет срок эксплуатации в пределах 100и менее лет. Все сделанное в этой работе выкладки предусматривают полное восстановление сейсмостойкости сооружений после каждого перенесенного ими землетрясения. Если же такое восстановление не будет осуществляется или будет выполняться не в полной мере, то ущерб после каждого нового землетрясения будет существенно большим, чем при таким же по интенсивности (а, возможно, и меньшей интенсивности) предшествующем землетрясении, а это значит, что простое суммирования убыток будет неправильным.

Идеи, положенные в основу работы [62], получили значительное развитие в ряде последующих работ и, в том числе, в работе [63]. В этих работах ожидаемый суммарный ущерб от землетрясений, возможных в течение заданного интервала времени, рассматривается как случайная величина, определяющая степень сейсмического риска. Мерой сейсмического риска служит вероятность полного ущерба, вызванного числом пострадавших объектов и полными экономическими потерями. Для решения этой задачи согласно работе [63] требуется предварительно оценить следующие закономерности:

- возможное в течение заданного срока число землетрясений и интенсивность в разных точках земной поверхности при каждом землетрясении как функцию их энергии и координат очага;

- ущерб, вызываемый той или иной интенсивности землетрясением в каждой также объекта. Здесь под объектом подразумевается населенный пункт, линия дорог и т.д.

Очень важной задачей проблемы сейсмического риска является и только учет вероятности определенной интенсивности землетрясения, но и учет вероятности реализации тех или иных по типам спектров колебали. Эти данные особенно важны для современных сооружений. Естественно, вопрос о критериях повреждаемости сильно осложняется для сооружений с неэкономической ответственностью.

В 1980 году была опубликована статья [64] В.В.Болотина, в которой рассматриваются проблемы оценки сейсмических нагрузок исходя обеспечения определенной степени надежности сейсмостойких сооружений. Для получения расчетных формул он принимает в качестве модели сооружения упругую систему с одной степенью свободы, уравнения движения которой, записывается так:

$$\ddot{ij} + 2E \dot{ij} + \varphi^2 y = - \dot{ij}_0 \quad (1.1)$$

Где изменение во времени ускорения основания \dot{ij}_0 (+) представляет собой нестационарный случайный процесс.

Одним из важнейших направлений по уточнению расчетных представлений теории сейсмостойкости является анализ упругопластических колебаний сооружений. Опыт землетрясений, теоретические соображения и результаты ряда исследований [65,66,67] показывают, что учет упругопластических деформаций, развивающихся в несущих конструкциях при воздействии сильных землетрясений, имеет первостепенное значение для оценки фактической несущей способности и сейсмостойкости зданий [68].

Учет пластических деформаций при расчете сооружений на сейсмостойкость вскрывает дополнительные резервы запасов прочности и

приводит к существенному уменьшению величин сейсмических нагрузок по сравнению с таковыми по упругим методам расчета. Это обстоятельство имеет большое значение для сейсмостойкого строительства; оно обуславливает актуальность исследования задач упруго пластических сейсмических колебаний. Исходя из требований современного строительства в сейсмических районах,

необходимы методы расчета сооружений на сейсмостойкость с учетом пластических деформаций развить до такой степени, чтобы они могли быть применены в проектировании.

Почти во всех развитых странах мира которые имеют в пределах государственной территории районов поверженных сейсмическим воздействиям на сегодняшний день разработать нормы сейсмостойкого проектирования, где определены процедуры проектирования относительно однородных объектов массового распространения. Парадоксом является то, что в одной стране не существуют нормы, которые на таком же уровне регулировали бы процессы восстановления и усиления существующих, эксплуатируемых зданий, которые сложнее, чем проектирование в нов, возводимых зданий. В этом направлении в течение последних лет в институте ОАО «Тосхуйжоу ЛИП» плодотворно работает группа исследователей под руководством канд. техн. наук. Ш.А.Хакимова в рамках Государственной научно- технической программы ГНТП. 16-012 [69].

1.3. Исследования несущих железобетонных элементов производственных зданий и оценка их надежности.

В ГОСТ 13377-75 «Надежность в технике. Термины и определения» под термином «надежность » подразумевается способность объекта выполнять определенные функции в конкретных условиях эксплуатации, сохраняя во времени установленные значения эксплуатационных показателей. Принимая в качестве объекта сооружение определенного функционального назначения,

это определение может быть использовано применительно к задачам строительного проектирования. В общем случае [7,48,50] под надежностью понимается вероятность того, что в течении заданного промежутка времени эксплуатации (в средних эксплуатационных условиях) не наступит ни одно из недопустимых предельных состояний для конструкции в целом и отдельных ее элементов или узлов и их сопряжения в частности. Явление, после которого наступает одно из недопустимых предельных состояний, называется отказом. В зависимости от различных причин отказ может наступить либо во времени изготовления и монтажа элементов конструкций и в начальный период ее эксплуатации, либо в течение всего срока ее службы.

Величины, характеризующие способность сооружений противостоят в процесс эксплуатации различными силовым, климатическим и другим воздействиям, а также величины самых воздействий, не являются детерминированными, хотя в практических инженерных расчетах и принимаются таковыми. В связи с влиянием различных случайных факторов на эти величины дать их количественную оценку можно только с некоторой вероятностью характеризующей значения возможных отклонений от принятого расчетного значения. Характерными примерами нагрузок, представляющих собой случайные величины или случайные функции времени и пространственных координат являются , полезные и другие нагрузки.

А.Р.Ржаниции в своей работе [70] указывает, что учет случайного характера величии и функций, входящих в формулу расчета строительных конструкций, представляют собой главную задачу теории расчета и на безопасность и максимальную экономичность. Эта теория является составной частью общей теории надежности строительных конструкций, которая вымогает в также задачи не связанные с разрушением.

До недавнего времени проблема надежности в строительстве сводилось в основном к вопросам безаварийности зданий и сооружений, что проводило

к повышению массивности отдельных несущих и ограждающих конструкций зданий. Вместе с тем, надежность фактор не только техническая, но и экономическая, так как увеличение срока эксплуатации зданий и сооружений, снижение частоты ремонтов в процессе эксплуатации эквивалентны экономическому эффекту, который был бы получен только от возведения новых зданий и сооружений и, следовательно, от дополнительных капиталовложений [50,71]

Приведенные выше соображения показывают, что решение задач сейсмостойкости сооружений является составной частью общей теории надежности. Использование методов теории надежности при решении задач сейсмостойкости сооружений впервые было в работах В.В Болотина [64]. Основная цель изучения надежности – обеспечение безотказной работы, минимальных затрат времени и средств на техническую эксплуатацию и ремонт здания за установленный срок службы. Это предусматривает целенаправленное эксплуатационной надежности конструктивных элементов здания путем решения конкретных задач сейсмостойкого строительстве

В разработку и развитие современной теории надежности большой вклад внесли Л.С Авнром, О.Я Берг, В.В Болотни, Б.В. Гнеденно, Г.В Друженним, Б.М. Колотилкин, А.М Поливко, А.Р.Ржоницин, В.А Рогонекый, Я.Б. Шор, Р.Х Мамажонов, Т. Мукумов и другие. В более широком понятии обеспечении надежмости здания и сооружения – это обеспечение взаимосвязанной оптимальной работы элементов и конструкций, различных материалов и узлов ограждающих и несущих конструкций, инженерных систем зданий в течение всего срока эксплуатации.

Теоретические исследования и практические разработки нормативных документов по техническому обслуживанию и ремонту зданий [28, 46, 72] показали, что как для промышленных, так и для гражданских зданий, имеется в основном единый подход к рассмотрению вопросов надежности зданий в процессе эксплуатации. Проблемы изучения надежности давно вышли за рамки научных интересов узкой группы учёных и перешли в

сферу практической деятельности проектировщиков, строителей и эксплуатационников. В связи с этим настоящим обзором не имеет целесообразности повторение основных положений теории надежности, вероятности и математической статистики.

Актуальной задачей является изучение надежности конструкций зданий и сооружений в условиях эксплуатации, чему до сих пор уделялось недостаточное внимание. Срок службы элементов производственных и гражданских зданий определяется нормативными документами весьма ориентировочно. Это объясняется прежде всего тем, что анализ отказа конструкций в течение длительного времени эксплуатации сопряжен с изучением большего числа факторов, комплексное исследование которых затруднено из-за длительности времени эксплуатации. Ускоренный физический износ конструкций зданий и сооружений ведет к сокращению межремонтных сроков службы, и в свою очередь приводит к повышенным эксплуатационным затратам. Установление закономерностей увеличения износов конструкций во времени необходимо для правильного определения сроков замены или усиления элементов зданий и сооружений. Не соответствие фактических сроков службы нормативным требованиям требует дальнейших исследований эксплуатационной надежности зданий и сооружений.

Сбор информации о техническом состоянии зданий и сооружений должен носить комплексный характер. На основе количественных оценок можно определить значение вероятностей исправной работы элементов и их изменения во времени эксплуатации. Качественная оценка позволяет выявить основные причины неисправностей, оценить их последствия, пометить способы восстановления или ремонта. Количественно – качественная оценка надежности даст возможность наметить организационные меры по ее обеспечению и повышению, позволяет экономически оценить эти мероприятия и определить их эффективность [48].

Информация о надежности зданий многообразна, но ее главное содержание должны составлять сведения о характере неисправностей и отказов: условиях, в которых они возникают, причинах, их вызывающих, времени появления. Кроме того, она должна содержать сведения о способах, стоимости, трудоемкости и продолжительности восстановления и ремонта. Для экономической оценки важно знать, к каким последствиям привела неисправности конструкций и элементов. Одним словом, информация о надежности зданий является комплексной техника-экономической характеристикой объекта. Логически целесообразной представляется следующая последовательность сбора статистической информации о производственных зданиях:

- подготовительный этап – изучим конструктивных объемно-планировочных особенностей зданий и их элементов, анализ аналогов, обоснование выборки конструкций;

- наблюдения – фиксация параметров, уточнение характеристик наблюдаемых конструкций, выявление влияния условий эксплуатации, определение объемов и видов ремонтно-строительных работ;

- обработка результатов – определение зависимости теоретической кривой, построение моделей отказов элементов зданий, анализ экономических последствий неисправностей и отказов.

Для определения сроков службы несущих и ограждающих конструкций при наблюдениях следует фиксировать следующие параметры: срок эксплуатации (наработку), срок последнего ремонта, прочность материала, геометрические размеры, ширину раскрытия трещин, плотность трещин (для наружных ограждающих конструкций), деформации (прогиб, отклонение); показатель звукоизоляции, характеристики теплоизоляции конструкции, наличии протечек, влажность материала, наличии коррозии в закладных деталях. При наблюдениях за элементами отделки зданий (окраской, облицовкой стен и полов, кровли) основными характеристиками материалов являются следующие: срок эксплуатации после последнего ремонта,

относительная площадь повреждения отдельно по каждому его виду (трещины, вздутия, разрушения и т.и.), характеристика материалов (прочность, влажность и др.). По каждому из наблюдаемых параметров должны быть определены предельно допустимые значения $S_{пред}$ и нормативке S_n .

В связи с огромным количеством конструкций и элементов здания, в качестве основной задачи при оценке надежности эксплуатируемых зданий, выдвигают нормирование выходных параметров [73]. Приведение всех наименьших показателей, в совокупности к нормативным, создает в определенной группе элементов неоправданные запасы прочности эксплуатационных показателей. В связи с этим отмечают [11,48,73] целесообразность нормирование по среднему значению характеристики: средний срок службы, средний срок службы до первого ремонта, средний межремонтный срок, средняя наработка- ресурс, средняя суммарная стоимость ремонта и его продолжительность.

В работе [9] отмечается, что полученные в результате наблюдений статистические данные должны быть откорректированы с учетом условий эксплуатации, которые в расчетах могут осуществляться с помощью коэффициента условий эксплуатации. Кэ. При этом большинство эксплуатационных факторов не поддаются воспроизведению в лабораторных условиях и требуют изучения их только в эксплуатируемых зданиях, для чего применяется статистический метод определения коэффициентов условий эксплуатации. При изучении влияния нескольких факторов на состояние конструкции соответствующие коэффициенты можно получить варьируя значения одного фактора от максимума до минимума, оставляя при этом средние значения всех других факторов. Например, Кэ можно определить для каждого фактора, имея уравнения зависимости состояния конструкции от трех факторов

$$y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 + Q_3 X_3 \quad (1.2)$$

где y – параметр, характеризующий состояние конструкций a ; x_1, x_2, x_3 , – факторы влияющие на состояние конструкции.

Предлагаемый метод можно представить состоянием из следующих этапов:

- определение значений $X_{1\min}$ и $X_{1\max}$;

- определение значений X_2 и X_3 ;

- постановка в вышеприведенную формулу (1.2) значений X_2 и X_3 и решение уравнения при $X_{1\min}$ и $X_{1\max}$; в результате чего получено соответствующие значения y_2 и y_1 ;

- определение $K_{\text{э}}$ по первому фактору - $K_{\text{э}} = \frac{y_1}{y_2}$.

Для оценки влияния комплекса факторов на состояние конструкций при одновременном действии нескольких факторов целесообразно применить многофакторный регрессионный анализ, который позволяет получить зависимость для определения весомости каждого фактора.

Наиболее актуальным вопросом при эксплуатации зданий и сооружений является проявление надежности отдельных конструкций и элементов, когда их средний фактический (статистический) ресурс до ремонта t_{ϕ} меньше нормируемого межремонтного ресурса t , т.е. $t_{\phi} < t$.

Величина t_{ϕ} определяется по формуле

$$t_{\phi} = t K_p(t) \quad (1.3)$$

где t – величина межремонтного ресурса, установленная для данной конструкции или ее элементов; $K_p(t)$ – статический коэффициент использования деталей данной конструкции установленного ресурса t .

коэффициент $K_p(t)$ определяют на основе статистических данных об эксплуатации конструкций и деталей зданий

$$K_p(t) = \frac{N_0 - n(t)ti \sum_n^{i-1} n(t)ti}{N_{ot}} \quad (1.4)$$

где N_0 – первоначальное число деталей и конструкций зданий, принятое для расчета эксплуатационных характеристик надежности; $n(t)$ – суммарное число конструкций, досрочно отказавших за время выработки установленного ресурса t ; t_i – ресурс до отказа i -й отказавшей конструкции за время выработки установленного ресурса t .

Характеристика $K_p(t)$ представляет собой отношение среднего ресурса, не выработавший установленный срок, к установленному ресурсу.

При диагностировании повреждений конструкций промышленных и гражданских зданий необходимо иметь в виду то, что чаще всего их причинами являются совместное воздействие рядов факторов, например, силовые воздействия и неблагоприятные воздействия среды [74]

В нормальных условиях эксплуатации несущие конструкции зданий и сооружений, при надлежащем уходе за ними срок службы их могут превосходить 60-70 лет, а иногда намного больше чем сроки морального износа конструкции и здания в целом. На работоспособность конструкций и сроки их службы большое влияние оказывают повреждения, возникающие в процессе эксплуатации, которые, накапливаясь и развиваясь, могут привести к отказом в работе как отдельных элементов, так и конструкций в целом [75]

Бесспорным достоинством в теоретическом элементе плане является расчет конструкций по методу предельного состояния. Универсальность и преимущество этого метода – его гибкость, возможность более точного и дифференцированного учета факторов, влияющих на работу конструкций. Улучшения и дальнейшего развития метода расчета по предельным состояниям весомый вклад внесли как ученые ближнего зарубежья А.А Гвоздев, Н.С Стрелецкий, Е.Н Лессиг, С. А Дмитриев, Н.Н Карпенко, А.С Залесов и многие другие [40,76], так и отечественные ученые С.И Икрамов, А.А Ашрабов, Р.К Мамажанов, Ш.А. Хакимов и другие [23,77].

Это может быть достигнуто путем дальнейшего уточнения и сближения расчета с фактической работой конструкции, а для уточнения фактической работе конструкции огромную роль играет доброкачественный сбор и

обработка статистических данных о нагрузках, характеристик материала, особенностях условий работы конструкций.

Несомненно, при этом большое значение имеет привлечение аппарата теории надежности и математической статистики. Теория вероятностей и математическая статистика являются теориями массовых явлений; они в своей основе предполагают возможность многократного повторения случайного события в однородных условиях.

При рассмотрении различных путей и средств предотвращения аварий нельзя не остановиться на экспериментальном пути изучения аварий: имеется в виду имитирование аварий на моделях, устройство экспериментальных катастроф [61,75].

Основная сложность применения моделирования к изучению аварийных состояний и аварий заключается в том, что авариям в большинстве случаев предшествует достаточно длительный срок эксплуатации и повреждения накапливаются в течение определенного промежутка времени. При моделировании конструкций, работающих в условиях знакопеременных напряжений, нельзя не считаться с так называемым масштабным фактором. Если установить дополнительные причины аварии или выхода из строя элементов конструкции не представляется возможным, то выполнение модели обрушившихся конструкций или имитировании аварии на модели поможет восстановить ряд моментов, ускользнувших при обследовании аварии.

Академик А.П.Мельников, рассматривая основные задачи науки и техники в области реконструкции зданий и сооружений приводит интересные данные о снижении капитальных затрат при реконструкции [78]. Степень обновления зданий и сооружений должны быть такой, чтобы затраты составляли 20-30% от общей стоимости; следовательно, основными задачами науки и технике в области реконструкции является выявление условий, при которой реконструкция становится эффективной, исследование проблемы физической и моральной долговечности, действительной работы и выявление резервов несущей способности конструкций. При этом

необходимо отметить, что проблема моральной долговечности конструкций более сложна, чем физической. Исследователи пришли к выводу о необходимости переходить на крупные параметры зданий, т.е. к гибкой планировке.

Тщательное обследование подлежащих реконструкции промышленных и гражданских зданий позволит определить, насколько они отвечают новым требованиям по безопасности эксплуатации. При этом решение задачи начинается с выявления неучтенных ранее запасов прочности несущих элементов зданий (в ряде случаев - с проверки жесткости и устойчивости). После отнесения материала конструкций к определенной марке бетона или кирпича в результате лабораторных испытаний делается перерасчет подлежащих усилению и реконструкции зданий современными методами расчета по действующим ныне нормам проектирования (разумеется, если конструкция полностью удовлетворяет требованиям эксплуатации при полной проектной нагрузке).

Известно, что конструкции, возведенные многие десятилетия назад, рассчитывались по зависимым нормам нагрузок и заниженным допускаемым напряжениям. Конструкции подчас имеют такие запасы прочности, которые во многих случаях при перерасчете дают возможность оставить конструкции без усиления. Предусмотренными нормами расчетные сопротивления в известной мере компенсируют возрастание полезной нагрузки.

В зависимости от фактического состояния конструкций при перерасчете следует, по возможности, учесть и уточнить те допущения, которые принимались ранее с целью упрощения расчета при проектировании зданий и сооружений:

- пространственную работу конструкций, рассчитанных как плоские;
- жесткость узлов, неразрезность элементов;
- в отдельных случаях развитие пластических деформаций;
- изменившиеся с момента строительства зданий и сооружений сочетания нагрузок и другие расчетные допущения шедине в запас прочисти.

При этом все расчеты выполняются компьютерной техникой с программным обеспечением, в частности программой LIRA – WINDOVZ.

Улучшение условий работы конструкций может быть достигнуто уменьшением или ограничением действующих на них нагрузки. Эти приемы не являются фактическим усилением конструкций и вместе с тем помогают выловить резервы несущей категории ряда полезных нагрузок за счет уменьшения или ограничения других. Ценность таких специальных мероприятий обуславливается и тем, что они, по существу, не требуют или сводят к минимуму затраты материалов на переделки. В связи с этим в последнее время появился даже новый термин – «усиления без усиления».

Многочисленные натурные исследования зданий каркасной системы показали, что колонные, как правило, имеют дополнительные не учтенные при проектировании несущей способности [79]. При реконструкции зданий и сооружений всех назначений окруженных другими зданиями, надежно защищающими реконструируемые, целесообразно исследовать вопрос о снижении ветрового давления на стены. Тщательно выполненное обследование состояния зданий и сооружений должно производиться по определенной программе, дающей возможность выявить имеющиеся дефекты, повреждения, степень износа несущих элементов в целом и их частей и неиспользованные резервы несущей способности.

Исследована [80], проведенные в Полт. ИСП, показали, что для описания атмосферных нагрузок (снеговой, ветровой) пригодна модель квазистационарного процесса, характеристики которого медленно изменяется во времени; модель нагрузки несущих элементов (колонн, стены, плиты покрытия) имеет вид трехмерного стационарного процессе. Разработанный комплекс программы для компьютеров обеспечивают получения необходимых характеристик случайных процессов погружения строительных конструкций.

Использование современного аппарата статистических методов и методов теории надежности строительных конструкций может оказать

существенную помощь в деле выявлении резервов несущей способности элементов эксплуатируемых зданий и сооружений. В методах оценки надежности необходима информация об изменчивости параметров нагрузок, прочности строительных материалов, отклонение от расчетной модели и т.п. [81]. Из перечисленных факторов нагрузки и воздействия представляют собой наиболее неопределенные величины, обладающие большим статистическим разбросом. В вопросах надежности строительных конструкций изучение изменчивости нагрузок играет важную роль. Уровень знаний о нагрузках даже при детерминированном виде пока намного отстаёт от уровня знаний о законах прочности.

Введение методе расчета по предельным состояниям в нормы проектирования [40,76,82] потребовало более глубокого изучения нагрузок, действующих на сооружения. Особенности математического описания нагрузок, которые учитываются в расчетах на надежность, тесно связаны с природой нагрузок. Обычно на здание и сооружение действует несколько нагрузок, каждая из которых обладает рядом конкретных особенностей, которые необходимо изучить. При нормировании расчетных значений характеристик нагрузок, непосредственно влияющих на надежность и экономичность конструкций, опираются на результаты исследований статистической природы нагрузок. Ещё в 1961г. Н.С.Стрелецкий [82], составляя перечень областей исследования, наиболее актуальных для вероятностного обоснования норм расчета, на первое место поставил статистическое изучение нагрузок. В настоящее время достаточно глубоко изучены только климатические нагрузки, а из технологических крановые. Многие нагрузки, особенно нагрузки от оборудования, складированных материалов, людей до сих пор ещё полностью не описаны статистическими моделями и учет их при проектировании конструкций в большей степени опирается на инженерный опыт или интуиции.

Высокая степень надежности конструкций и элементов зданий и сооружений может быть обеспечена только при статистическом методе

расчета с комплексным рассмотрением всех случайных параметров [48]. При этом степень надежности конструкций определяется как функция комплекса случайных величин. Ориентация на эти два положения приводит к более экономичному проектированию новых зданий и к выявлению резервов прочности в эксплуатируемых зданиях, запроектированных по традиционным схемам. Метод предельных состояний, заложенный в основу расчета конструкций и учитывающий статистический характер показателей, вводимых в расчет, предполагает учет воздействия различных эксплуатационных факторов за счет использования соответствующих коэффициентов запаса. Основная формула метода расчета по предельному состоянию имеет вид [83]:

$$\sum S_i n_i \leq m\phi (k_1 R_1, K_2 R_2, \dots) \quad (1.5)$$

где S_i – нормативные нагрузки, действующие на конструкции; n_i – коэффициенты перегрузки; m – коэффициенты условий работы сооружений; k_1 – коэффициенты однородности материала; R_i – нормативные пределы прочности или пределы текучести материалов конструкций.

Коэффициенты перегрузки устанавливаются при статистическом анализе наблюдений перегрузок аналогичных построенных зданий или сооружений. Эти коэффициенты относятся ко второй группе коэффициентов, так не могут быть получены в виде явной функции от времени. Наиболее сложным является определение коэффициента условий работы в связи с большими разнообразием явлений которые этим коэффициентом учитываются. Предлагалась, например, этот коэффициент определять как произведение четырех коэффициентов, учитывающих соответственно связь рабочего и точного расчетов, связь расчета с условиями эксплуатации, учет побочных операций расчета и особенности работы конструкций и материала [40].

Принимая во внимание многообразие явлений, определяемых коэффициентами условий работы, целесообразно разделить эти

коэффициенты на два вида: коэффициенты, определяющие соответствие и точность расчетов (их устанавливают на основе сравнения статистических исследований работы конструкций и сооружений с расчетными данными), и коэффициенты условий работы, определяющие изменчивость свойств материала в зависимости от партий образцов, их размеров и условий эксплуатации. При наличии указанных данных возможно методами строительной механики и сопротивления материалов предопределить долговечность конструкций рассчитанные с учетом этих коэффициентов при всевозможных сочетаниях нагрузок и условий, не должны превосходить предельно-допустимых деформаций, характеризующих их нормальное эксплуатационное состояние.

Исследование всех аспектов надежности эксплуатируемых производственных зданий на основе подробного изучения реального поведения конструкций и узлов в общей совокупности зданий и сооружений на разных этажах существования и эксплуатации объекта с учетом особенностей зданий и условий их содержания и ремонта позволяет успешно решать задачи по улучшению содержания существующих зданий, совершенствованию системы обслуживания и ремонта, внедрению эффективной стратегии планово – предупредительных ремонтов зданий, профилактики элементов, конструкций, инженерного оборудования, а также совершенствованию проектных решений строящихся зданий с учетом опыта эксплуатации, улучшению ремонтнопригодности новых зданий, повышению начальной надежности за счет совершенствования методов возведения объектов.

Выводы по 1 главе.

На основании проведенного выше анализа литературных источников и результатов научно-исследовательских работ в этой области, вопросы реконструкции, усиления производственных зданий возведенных в условиях

республики Узбекистан является актуальными и нуждаются глубокого изучения, уточнения и совершенствования отдельных положений норм в этой сфере, а также есть необходимость продолжения исследования в направлении обеспечения их эксплуатационной надежности и сейсмостойкости в условиях землетрясения расчетной интенсивности. Следует также отметить, что в этом направлении имеются следующие вопросы требующих своего решения:

1. разработка мероприятий по осуществлению строгого контроля всех этапов (проектирования, строительства, эксплуатация объекта), которое позволяет определить параметры технического состояние зданий и их соответствие требованиям действующих норм.
2. проведение техническую экспертизу каждого объекта является необходимым условием для обеспечения безопасной эксплуатации зданий и сооружений.
3. изучение надежности конструкций и зданий в целом в условиях эксплуатации.
4. для обеспечения надежности эксплуатируемых зданий, предупреждения повреждений и аварий необходимо организовать научно- обоснованную систему планово- предупредительных ремонтов и профилактики возникающих отказов.

В целом, утвердить, что осуществлении реконструкции производственных зданий на всех этапах, начиная проектирования завершая эксплуатаций научно – обоснованным образом алеют свои особенности и работа в этом направлении однозначно является актуальной.

Глава 2. ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО КОРПУСА ОАО «FOTON», РАСПОЛОЖЕННОМУ ПО ПРОСПЕКТУ АМИРА ТЕМУРА Г. ТАШКЕНТА.

2.1. Результаты обследования грунтов основания и фундаментов.

2.1.1. Инженерно - геологические условия участка строительства.

Обследуемый участок объекта предназначенного реконструкцию, здание производственного корпуса ОАО «FOTON», расположен по проекту Амира Темура в Мирабадском районе г. Ташкента.

В геоморфологическом отношении район обследования относится к четвертой правобережной террасе реки Чирчик. В металогическом отношении исследуемый участок сложен мощной толщей аллювиально-пролювиальных отложений Ташкентского комплекса. Эти отложения представлены лессовидными суглинками с прослоями супеси, с включением известковых конкреций. Грунт желтовато-коричневого цвета, маловлажный и влажный, твердой консистенции высокопористый, сжимаемый.

До глубины 12,5 м . грунт присадочный, с начальным присадочным давлением 0,103 МПа. Гип грунтовых условий по просадочности – второй. Физико – механические и деформационные характеристики данных грунтов приводятся в таблица 2.1.

С глубины 12,5 м грунты не просадочные. Грунтовые воды на период максимума следует ожидать на глубине 13,0-15,0 м от естественной поверхности земли. Практического влияния на фундаменты они не окажут.

Грунты на исследуемом участке не засоленные. Величина плотного остатка достигает 1205 мг/кг (таблица 2.3). содержание ионов Cl - 100 мг/кг, ионов SO_4 -420 мг/кг. Грунты не агрессивны к бетонам на портландцементе по ГОСТ 10178-85* и не агрессивны к железобетонным конструкциям.

С поверхности лессовидные грунты перекрыты насыпными грунтами, которые в пазухах фундаментов являются обратной засыпкой, мощность которой определяется глубиной заложения фундаментов.

2.1.2. Обследование оснований и фундаментов.

С целью уточнения конструкции фундаментов установления их состояния и свойств грунтов основания было выполнено одно вскрытие (см таблицы 2.2 и 2.3). В результате вскрытия установлено следующее.

- основанием под фундаментами производственного корпуса служат лессовидные суглинки с показателями физико – механических свойств приведенными в таблице :

Механических свойств грунтов под подошвой фундаментов приведены в таблице 2.2.;

- грунты основания относятся к одному инженерно- геологическому элементу ИГЭ-1, представленный супесями и суглинками;

- грунты предпостроечному уплотнению не подвергались и сохранили присадочные свойства с начальным присадочным давлением от 0,15 до 0,3 МПа;

- обратная засыпка пазух фундаментов выполнена из местных лессовидных грунтов, слежавшаяся. Засыпка прикрыта бетонным полом толщиной 200мм. Нарушений целостности, деформаций полов не наблюдается;

- состояние фундаментов работоспособное.

Фундаменты зданий имеют следующую конструкцию и размеры:

Производственное здание (вскрытия 1 и 2)

Под несущей колонной сечением 300х300 и 350х500мм фундамент отдельный, железобетонный, монолитный. Размер подливки фундамента 1850х2000мм, высотой-650мм. Глубина заложения-0,85м от пола подвала или -4,1м от отметки $\pm 0,000$. высота подвала – 3,0м.

Под наружной стеной фундамент ленточный, железобетонный, монолитный, из бетона класса по прочности на сжатие В15. Глубина заложения -0,85м от поле подвала. Ширина подошвы фундамента 1030мм.

АБК (вскрытие 3)

Фундамент ленточный, железобетонный, монолитный. Ширина подошвы фундаментов -1300мм, высота -850мм. Глубина заложения подошвы – 4,3 от уровня пола (отм. $\pm 0,000$) или -1,05 от уровня пола подвала и – 2,25м от уровня земли.

Поверхности фундаментов обоих зданий боковой защитной гидроизоляционной обмазки не имеют. Нарушений целостность, коррозии поверхностей не наблюдается. В целом состояние фундаментов удовлетворительное. Класс бетона по прочности на сжатие В15.

2.1.3. Определение расчетного сопротивления грунтов основания.

Как известно [84] для определения геометрических размеров фундамента важным и в тоже время основным фактором является расчетное сопротивление грунта. Исходя из этого показателя устанавливается допустимое давление на грунт, которое осуществляется на основе:

- использованием опыта строительства на соседних участках;
- испытанием грунтов пробной нагрузкой;
- теоретическими формулами предельного давления на грунты

основания с введением понижающего коэффициента запаса.

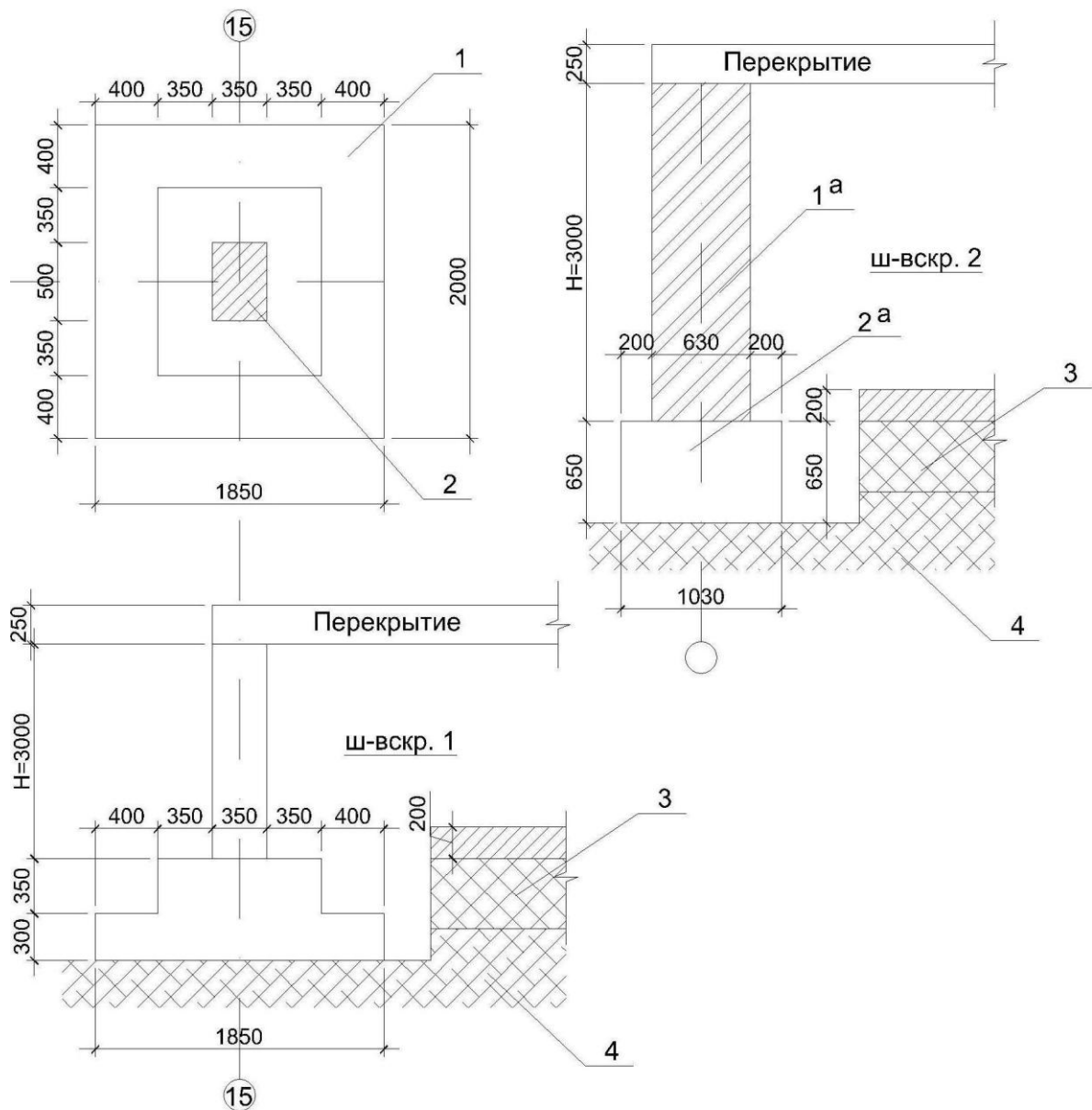


Рис 2.1 Фрагменты вскрытия фундаментов производственного корпуса

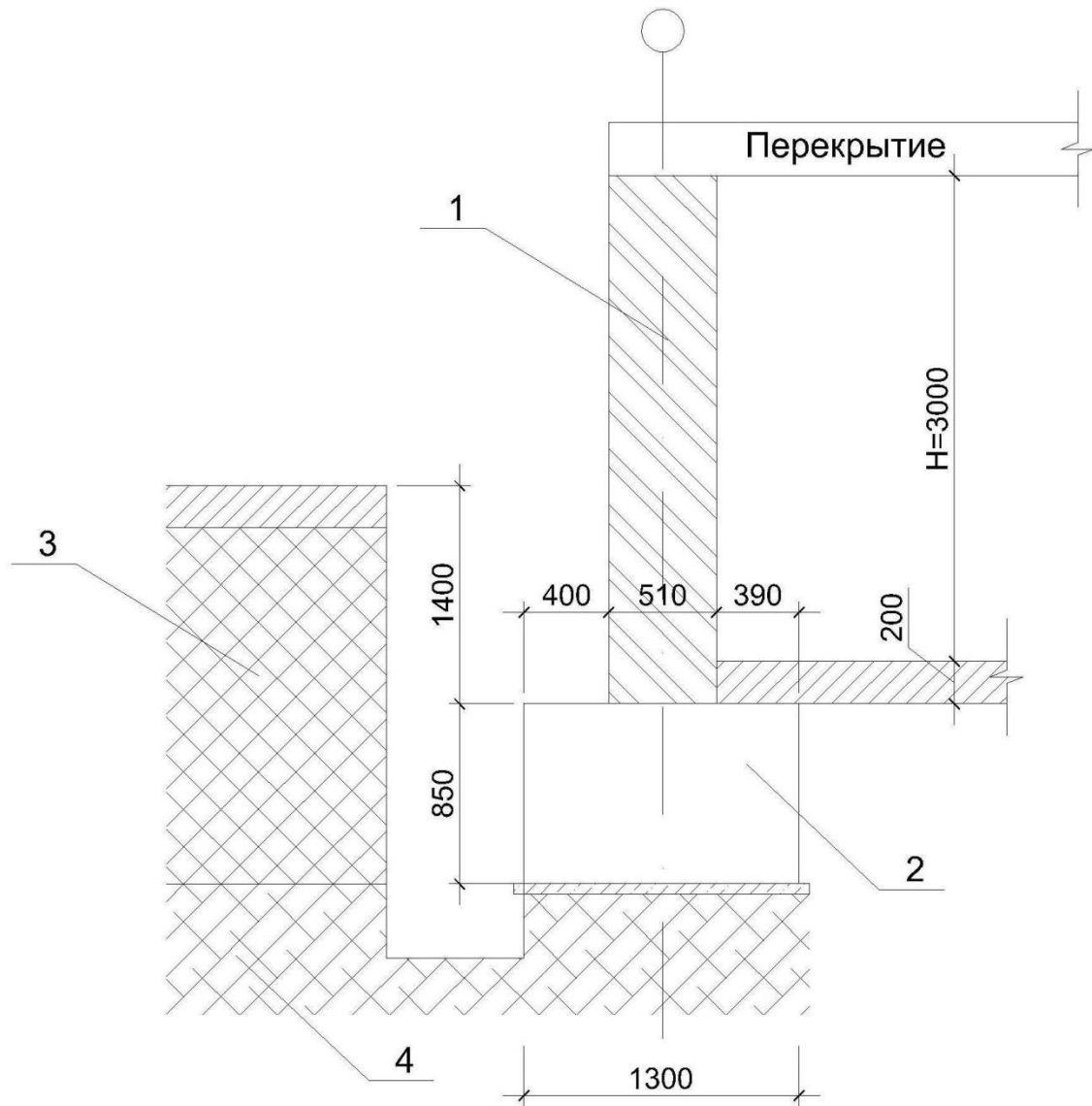


Рис 2.2 Фрагмент вскрытия №1 фундамента АБК

В настоящей работе расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента определено по формуле 7 КМК 2.02.01-98 [85].

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \left[M_{\gamma} \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}^1 + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma_{II}^1 + M_c \cdot C_{II} \right]$$

где, $\gamma_{c1} = 1,20$; $\gamma_{c2} = 1,0$ – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл.3 КМК; $K=1,1$; $K_z=1,0$;

при $\varphi=24^0$ – коэффициенты по табл. 4 КМК равны $M_\gamma = 0,72$; $M_q=3,87$; $M_c=6,45$;

b - ширина подошвы фундаментов;

$\gamma_{II}=\gamma_{II}^I = 18,2$ кН/м³- расчетное значение удельного веса грунтов ниже и выше подошвы фундамента;

$C_{II}=10$ кПа – расчетное значение удельного веса грунта;

d_1 - приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от поле подвала;

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma_{II}^I$$

h_s = толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, равна 0,65м для отдельно-стоящего фундамента производственного здания и 0,85м для ленточного фундамента АБК;

$h_{cf}=0,2$ м толщина конструкции пола;

$\gamma_{cf} = 22$ кН/м³ – удельный вес конструкции пола;

$d_b = 2,0$ м глубина подвала, при $B \leq 20$ м с $h_{\text{подв}} > 2$ м.

Таким образом:

- для производственного корпуса под отдельный и ленточный фундаменты

$$d_1 = 0,65 + 0,2 \frac{22}{18,2} = 0,89 \text{ м}$$

- для АБК под ленточный фундамент

$$d_1 = 0,85 + 0,2 \frac{22}{18,2} = 0,99 \text{ м} .$$

Соответственно:

Для производственного корпуса под отдельный фундамент при

$$e = \sqrt{A} = \sqrt{1,85 \cdot 2,0} = 1,93 \text{ м и } d_b = 2,0 \text{ м.}$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,72 \cdot 1 \cdot 1,93 \cdot 18,2 + 3,87 \cdot 0,89 \cdot 18,2 + (3,87 - 1) \cdot 2 \cdot 18,2 + 6,45 \cdot 10) = 281,4 \text{ кПа}$$

Под ленточный фундамент при $b=1,3\text{ м}$, $d_1=0,89\text{ м}$ и $d_b=2,0\text{ м}$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,72 \cdot 1 \cdot 1,93 \cdot 18,2 + 3,87 \cdot 1,09 \cdot 18,2 + (3,87 - 1) \cdot 2 \cdot 18,2 + 6,45 \cdot 10) = 282,9 \text{ кПа}$$

Для АБК под ленточный фундамент при $b=1,3\text{ м}$, $d_1=0,89\text{ м}$ и $d_b=2,0\text{ м}$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,72 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 18,2 + 3,87 \cdot 0,89 \cdot 18,2 + (3,87 - 1) \cdot 2 \cdot 18,2 + 6,45 \cdot 10) = 271,3 \text{ кПа}$$

Условием устойчивости грунтов основания является когда $R \geq p$, где p - нагрузка от веса зданий по подошве фундамента.

2.1.4. Выводы и рекомендации по состоянию оснований и фундаментов.

Анализ результатов технических обследований оснований и фундаментов рассматриваемого объекта позволили сформулировать следующее:

- основанием фундаментов будут слушать лессовидные суглинки 1-20 ИГЭ с показателями физико-механических свойств, приведенными в таблице 2.1. Расчетное сопротивление грунтов в зависимости от вида фундаментов составляет 281,4; 282,9; 271,3 кПа;

- грунты просадочные под нагрузкой. Тип грунтовых условий участка по просадочности первый;

- учитывая длительный срок эксплуатации зданий (несколько десятков лет), осадка грунтов следует считать стабилизировавшимися, при условии сохранения их напряженного и влажностного состояния;

- грунтовые воды на участке залегают глубже 10 м от поверхности земли и практического влияния на фундаменты зданий не окажут;

- грунты, прилегающие к фундаментам, являются неагрессивной средой к бетону на портландцементях;

- обратная засыпка пазух фундаментов выполнена из летных лессовидных грунтов, слежавшаяся с включением отдельных чалок и строительного мусора до 20%. С поверхности засыпка покрыта бетонным

полом толщиной 200мм. Нормальной целостности, деформации полов и отмасток и наблюдается.

- фундаменты зданий (под несущие колонны) отдельные, железобетонные, монолитные. В тексте и графических схемах приведено описание, конструкция и размеры вскрытых фундаментов. В услом состоянии фундаментов удовлетворительное. Класс бетона фундаментов по прочности на сжатие В15.

-сейсмичность участка по карте микро сейсморайонирования г.Ташкент - 9 баллов. Категория грунтов по сейсмическим свойствам – III.

В качестве инженерных мероприятий при реконструкции обследуемого объекта рекомендуются:

- антисейсмическая;
- пративопросадочные , и частности, водозащитные. Попадали воды в оного или подфундаментные пространство не допустило.

2.2. Техническое состояние несущих конструкций обследуемых зданий.

2.2.1. Описание объектов

Характеристика района строительства.

В геоморфологическом отношении участок обследуемого объекта относится к поверхности 4-ой террасы реки Чирчик, сложенной толщей пролювиальными лессовидными грунтами Ташкентского комплекса, мощностью до 20м и подстилаемые галечником.

Грунтовые воды на участке вскрываются на глубине более 10м от поверхности земли и практического влияния на фундамент не оказывают.

Тип грунтовых условий участка по просадочности- первый.

Сейсмичность участка обследования по карте микросейсморайонирования территории и перспективного развития г.

Ташкента и его пригородной (карта утверждена Госстроем РУз, приказом № 157 от 22.12.1986 г) оценивается в 8 баллов.

Категория грунтов по сейсмическим свойствам – II.

Глубина сезонного промерзания грунта согласно КМК 2.01. 01-94 «Климатические и физико геологические данные для проектирования» , Таблица 12 составляет 0,44м, раз в 10 лет и 0,7м раз в 50лет.

Нормативная снеговая нагрузка – 50кг/м²;

Нормативно ветровая нагрузка - 38 кг/м².

Объемно – планировочная схема зданий.

Обследуемый объект состоит из двух блоков (корпусов).

Первый блок- производственное здание, двухэтажное, прямоугольной формы в плане размерами 179,2х24,0м (в осях). В осях 1-17 расположен подвал размерами в плане 92,0х24,0 м. Данное двухэтажное здание разделено на три отсека путем устройство деформационных швов. По требованиям КМК 2.01.03-96 [88] деформационные швы должны заполняться упругим и эластичным материалом. Однако, деформационные швы данного здания заполнены цементное – песчаным раствором раствором, что является грубым нарушением требований КМК.



Рис 2.3 Деформационный шов в производственном корпусе.

В связи с этим швы местами повреждены в виде отслоения отделочного слоя (рис. 2.3). Здание построено и сдано в эксплуатацию в 1957 году. Высота подвала 3,0м от отметки пола до потолка. Высота первого и второго этажей 5,75м от отметки чистого пола до потолка.

По результатам технического обследования установлено следующее конструктивное решение:

Фундаменты здания под колоннами отдельно стоящие, монолитные, железобетонные, стаканного типа. Фундаменты под наружными стенами ленточные, монолитные, железобетонные.

Стены здания возведены из полнотелого жженого кирпича на цементно-известковом растворе.

Перегородки армокирпичные из полнотелого жженого кирпича на цементно-песчаном растворе.

Перекрытие монолитное, железобетонное, балочное.

Крыла в осях 4-17; А-Д из металлических конструкций. Остальная часть из деревянных конструкций.

Кровля первоначально было устроена из волнистых асбестоцементных листов. Со временем по верху волнистых асбестоцементных листов уложено более 10 слоев рубероида на битумной мастике. Местами наблюдаются следы протечек.

Лестницы двухмаршевые, монолитные, железобетонные, косоуры которых из стальных проектных швеллеров №18.

Наружная отделка – штукатурка мраморной крошкой.

Внутренняя отделка – штукатурка цементно – песчаным раствором и покраска.

Наружная и внутренняя отделка здания сильно повреждены и требуют капитальный ремонт.

Окна зала, расположенного в осях 4-17; А-D, из стеклоблоков. Остальные оконные рамы и дверные блока деревянные, индивидуальные, подлежащие полной замене.

Полы зала, расположенные в осях 4-17; А-D, дощатые, покрытие линолеумом. Полы остальных участков здания бетонные.

По периметру здания устроены асфальтобетонные отмстки, соответствующие требованиям КМК 2.02.01-98 [85].

Второй блок- административно бытовой корпус прямоугольной формы в плане, четырехэтажный с подвалом и техническим этажом. Размеры здания в плане 30,0х4,8м (в осях). Здание построено и сдано в эксплуатацию в 1957 году. Высота подвала 3,3м от пола до потолка (до низа монолитной плиты, т.е. полки перекрытия). Высота первого и второго этажей 2,75м от пола до потолка (до низа монолитной плиты т.е. полки перекрытия). Высота третьего этажа 3,20м, а высота четвертого этажа 3.10м от пола до потолка (до низа монолитной плиты, т.е. полки перекрытия). Высота технического этажа, расположенного в осях 2-3 1.9 м.

По результатам технического обследования установлено следующее конструктивное решение:

Фундаменты здания под колоннами отдельно стоящие, монолитные, железобетонные. Фундаменты под стенами ленточные, монолитные, железобетонные.

Стены возведены из полнотелого жженого кирпича на цементно-известковом растворе.

Перегородки армокирпичные из полнотелого жженого кирпича на цементно-песчаном растворе.

Перекрытие монолитное, железобетонное, балочное.

Крыши из деревянных конструкций.

Кровля первоначально была устроена из волнистых асбестоцементных листов. В настоящее время по верху волнистых асбестоцементных листов уложено более 10 слоев рубероида на битумной мастике. Местами наблюдаются следы протечек.

Лестницы двух маршевые, монолитные, железобетонные .

Наружная и внутренняя отделка здания повреждены и требуется капитальный ремонт.

Оконные рамы и дверные блоки деревянные, индивидуальные, подлежащие полной замене.

Полы бетонные покрытие линолеумом.

По периметру здания устроены асфальтобетонные отмстки, соответствующие требованиям КМК 2,02,01-98 [85].

2.2.2. Результаты обследования несущих конструкций зданий.

Техническое состояние основных строительных конструкций производственного корпуса.





Рис 2.4 Контрольные вскрытия ленточных и отдельно-стоящих фундаментов стены

Фундаменты под колоннами отдельно стоящие, монолитные, железобетонные (Рис. 2.4.) Размеры подошвы фундамента 1850x2000мм. При этом их глубина заложения составила -0,85 м от пола подвала или -4,1м от отметки чистого пола первого этажа. Класс прочности бетона на сжатие составил В15.

Фундаменты под наружной стеной (рис. 2.4.) ленточные, монолитные железобетонные, из бетона класса по прочности на сжатие В15. Ширина подошвы фундамента 1030мм. При этом их глубина заложения составила -0,85м от пола подвала или -4,1м от отметки чистого пола первого этажа (0,000).

На момент обследования деформации грунтов основание или фундаментов не установлены.

В период эксплуатации здания, необходимо вести оперативный контроль за техническим состоянием водонесущих коммуникаций. Попадание воды под фундаментные или около фундаментные зоны не допустимо.

Проведенные расчеты (раздел 2.1.3.) показали, что расчетное сопротивление грунтов основания под ленточными фундаментами 282,9 Кпа, а расчетное сопротивление грунтов основания под отдельно стоящими фундаментами 281,4 Кпа. Несущая способность фундамента достаточна и устойчивость грунтов оснований обеспечена, при сохранении влажностного и напряженного состояния фундаментов оценивается как работа способная.

Колонны обследуемого здания монолитные, железобетонные, из бетона класса по прочности на сжатие: крайние колонны В22,5 и средние колонны В30 (Таблица 2...)

Колонны подвала (рис. 2,5) с поперечным сечением 350х500мм. Армирование колонн осуществлялось продольными рабочими арматурами из 16 \varnothing 16 АІ. Хомуты из \varnothing 6 АІ с шагом 200-250мм. Ранее из-за чрезмерной коррозии бетона нижняя часть колонн была усилена методом “ обойма ”, устройством по периметру его каркаса из арматуры \varnothing 14 III и заштукатурена цементно-песчаным раствором марки М100. В настоящее время нижняя часть некоторых колонн имеют значительные повреждения в виде оголения рабочей арматуры и коррозии. Требуется усиление колонн подвала согласно рекомендациям, приведенным в разделе 3 настоящей работы.

Колонны первого этажа с поперечным сечением 300х300мм и 350-500мм. Армирование колонн с поперечным сечением 300х300мм осуществлялось продольными рабочими арматурами из 8 \varnothing 16 АІ. Армирование колонн с поперечным сечением 350-500мм осуществлялось продольными рабочими арматурами из 16 \varnothing 16 АІ. Хомуты всех колонн первого этажа из \varnothing 6 АІ с шагом 200-250мм.

Колонны второго этажа с поперечным сечением 400-400мм и 350-500мм. Армирование колонн с поперечным сечением 400-400мм осуществлялось продольными рабочими арматурами из 8 \varnothing 16 АІ. Армирование колонн с

поперечным сечением 350-500мм осуществлялось продольными рабочими арматурами из 16 \varnothing 16 АІ. Хомуты всех колонн второго этажа из \varnothing 6 АІ с шагом 200-250мм.



Рис 2.5 Вскрытия арматуры ж/б колонн подвала

Разрушение бетона, использованного для изготовления железобетонных колонн подвала, видимо носит медленный характер и может быть длительным процессом, которое в некоторых случаях возможно даже при других негативных воздействиях. В этом случае разрушение бетона начинается из-за структурных изменений, происходящих от действия неблагоприятных факторов внешней среды. В связи с этим информация о прочностных свойствах материала конструкции, полученная на стадии их обследования, является определяющей для оценки несущей способности конструкций , и принятия решения о дальнейшей их эксплуатации выполнением усиления или без него.

При осмотре нижней части колонн выявлены трещины с шириной раскрытия до < 3 мм и повреждения защитного слоя бетона, вызванные действием удара от движения тележек рабочего персонала. На этих участках колонн подвала также можно установить коррозию арматуры, которая носит местной и равномерно распространенный характер. По данным осмотра толщина коррозионного налета достигает до 2 мм и более, что приводит к ослаблению сечения поврежденных арматур. Коррозия арматуры является результатом воздействия переменного температурно – влажностного режима производственных помещений, расположенных в подвальной части здания, а также перепада температуры в нижнем сечении колонн и расклинивающего действия корродированной арматуры (из-за накопления ржавчины), а также влажностного состояния бетона образованного от отсоса влаги грунта основание.

Установленное состояние железобетонных колонн подвала позволяет сделать вывод о необходимости их усиления в процессе реконструкции объекта обследования, т.к. дальнейшая их эксплуатация может привести к ослаблению сечений и даже к разрушению конструкции в целом. Техническое решение варианта усиления должно быть основано на повышении несущей способности обследованных колонн. Для усиления могут быть применены металлические, железобетонные обоймы или другие технические решения, апробированные на практике проектирования.

Основанием для усиления железобетонных колонн подвала также являются требования КМК 2.01.03-96 [88], согласно которым усиление является следствием наличия дефектов и повреждений как в самом бетоне, так и в арматуре монолитных железобетонных элементов. Более того, коррозия арматуры нарушает сцепление с бетоном и ухудшает совместную работу этих материалов. В свете вышеизложенных требуется усиление колонн подвала и колонн первого этажа сечением 300х300 мм согласно рекомендациям, разработанным в разделе 3 настоящей работы.

Для измерения отклонения колонны от вертикали были выполнены инструментальные исследования, для чего проведены теодолитные съемки. Результаты инструментальных исследований показали, что отклонения колонн от вертикали находятся в пределах, допускаемых строительными нормами и правилами.

Все колонны жестко связаны с фундаментами.

Узлы соединения колонн с монолитным балочным перекрытием выполнены жесткими.

Стены подвала толщиной 600мм из монолитного железобетона. Класс бетона стен подвала по прочности на сжатие В20 (таблице 2...). На момент обследования дефекты или повреждения, свидетельствующие о снижении эксплуатационной пригодности монолитных стен не установлены. Стены здания толщиной 380мм (1,5 кирпича) возведены из полнотелого жженого кирпича М75. Они уложены на цементно-известковом растворе. Перегородки толщиной 120мм, армокирпичные.

Выполненные испытания показали, что сцепление раствора с кирпичом по неперевязанным швам в среднем составило $2,15\text{кг/см}^2$. Это значение соответствует для кладки I категории (требование п. 3.5.4. КМК 2.01.03-96 [88]). По требованию КМК 2.01.03-96 [88] п. 3.5.10, в здания с монолитными железобетонными перекрытиями, заделанными по контуру в стены, антисейсмические пояса в уровне этих перекрытий допускается не устраивать. На момент обследования деформации или повреждения, свидетельствующие о снижении эксплуатационной надежности стен и перегородок, не установлены. В целом стены и перегородки находятся в работоспособном состоянии.

Монолитное балочное перекрытие.

На обследуемом объекте использовано ребристое монолитное перекрытие (рис. 2.6) с балочными плитами, состоящее из железобетонных плоских плит, опирающихся на второстепенные балки, которые, в свою очередь, опираются на главные балки. Плиты работают по короткому

пролету и передают нагрузку на второстепенные балки, которые также передают их, в свою очередь на главные балки перекрытия. Все элементы такого перекрытия монолитно связаны друг с другом и образуют жесткую горизонтальную диафрагму.

Пролет главных балок составляет 6.0м, второстепенных 5.4м, плиты 1,8м. Элементы монолитного перекрытия изготовлены из тяжелого бетона, уложенные на строительной площадке.

Конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия основана на поперечном расположении главных балок. Главная балка над колоннами армирована отдельными каркасами, пропускаемыми через колонну.



Рис 2.6 сопряжение элементов ребристого ж-б перекрытия и следы протечек

Элементы монолитного перекрытия с балочными плитами, по результатам визуального обследования, не имеют повреждений (смещения, прогибы раздробления бетона и трещины с недопустимой шириной

раскрытия), которые могли бы снизить их конструктивные показатели или работоспособность.

Толщина плиты перекрытия (полки) 22-25см. Поперечное сечение балки перекрытия расположенной в поперечном направлении 65 (h) x 30см, а поперечное сечение балки перекрытия расположенной в продольном направлении 50 (h) x 30см.

Среднее значение прочности монолитных плит перекрытий, определенное неразрушающим методом испытания прибором ОНИКС -2,53 с надежностью 92% соответствует классу бетона по прочности на сжатие В 27,5-В30 (таблице 2.1).

Армирование поперечных балок осуществлено продольными рабочими арматурами (нижние) из 3 \varnothing 25 АІ, а армирование продольных балок осуществлено продольными рабочими арматурами (нижние) из 3 \varnothing 20 АІ.

На момент обследования дефекты или повреждения, свидетельствующие о снижении несущей способности конструкций, не установлены. Конструкция соответствует предъявляемым к ней требованиям по прочности, жесткости и трещиностойкости. Прогибы плит перекрытий в пределах допускаемых строительными нормами [74,88]. В целом категория технического состояния плит перекрытий оценивается как работоспособная.

Чердачное покрытие.

Чердачное покрытие, расположенных в осях 4-17; А-Д, т.е. покрытие над большим залом из металлических конструкций. Основными горизонтальными несущими конструкциями чердачного покрытия данного участка служат двускатные металлические фермы, одновременно выполняющие функцию горизонтальных несущих элементов крыши (рис. 2.7). Нижние и верхние пояса фермы из неравнобоких уголков 140x90x10мм. Раскосы и стойки ферм из двух уголков 63x63x3мм. По верху металлических ферм в продольном направлении устроены прогоны из швеллера №16. При этом шаг этих прогонов составляет 2м. эти прогоны соединены между собой уголками из 2<63x63x5мм, с шагом 1,5м. По нижним поясам металлических

ферм в продольном направлении для соединения металлических сеток и каркаса монолитного железобетонного покрытия устроены балки, состоящие из двутавра №22.

Монолитная ребристая плита покрытия армирована сетками, выполненными из гладкой арматуры (А1) диаметром 10-12мм, ячейкой 100x100мм. Толщина полки плиты покрытия 9,5-10см. По верху монолитного перекрытия имеются железобетонные ребра.





Рис 2.7 Металлические конструкции крыши

Они расположены в поперечном направлении. Поперечное сечение этих ребер 15(h) x 10см, с шагом 25см. Армирование этих ребер осуществлено продольными рабочими арматурами (верхние) из 3 \varnothing 20 АІ.

Среднее значение прочности монолитных плит чердачного покрытия, определенное неразрушающим методом прибором ОНИКС -2,53 с надежностью 92% соответствует классу бетона по прочности на сжатие В27,5-В30 (таблице 2.1).

При визуальном обследовании металлических ферм покрытий особое внимание обращалось на выявление всевозможных повреждений, часто наблюдаемых в виде искривлений этих элементов и коррозии стали. В результате обследований определено, что фермы имеют горизонтальные связи по верхним и нижним поясам, вертикальные связи между ними установлены, прогоны опираются на узловые участки верхнего пояса. Гибкость горизонтальных связей достаточно.

Поверхности элементов всех металлоконструкций имеют антикоррозионное покрытие.

Прогибы ферм находятся в пределах, допускаемых строительными нормами [74].

Монолитные плиты покрытия в связи с металлическими формами образуют жесткий диск покрытия для восприятия сейсмических воздействий, что также корреспондируется с требованиями норм [88].

Конструкции чердачного покрытия остальных участков здания идентичны с конструкциями монолитного балочного перекрытия нижних этажей.

В целом техническое состояние элементов чердачного покрытия оценивается как работоспособное.

Крыша и кровля.

Крыша производственного корпуса чердачная, двускатная. В качестве несущего элемента над вторым отсеком применены металлические фермы, в других отсеках деревянные стропила. Кровля данного корпуса устроена из волнистых асбестоцементных листов, с течением времени покрытия многослойным рубероидом.

В качестве утеплителя чердаке над чердачным перекрытием, где применена деревянная стропила, использована глина-саманная смесь. Над перекрытием, где применены металлические фермы, утеплитель отсутствует.

При визуальном осмотре рулонных ковров установлено, что надежность по защите задания атмосферных осадков не обеспечена (отсутствует по верху рулонного покрытия защитный слой из щебеночной засыпки на антисептированной битумной мастике, местами обнаружены неплотность соединений, местные вздутия и др.). Произведен ремонт кровли без снятия существующего покрытия. По составу кровли видно, что здание несет излишнюю нагрузку от такой кровли. В процесс реконструкции или капремонта данного здания рекомендуется снять всю плоскую рулонную

кровлю и после их демонтажа рассмотреть вопрос об устройстве нового гидроизоляционного покрытия.

При устройстве новой кровли целесообразно использование современного кровельного материала, т.к. от его правильного выбора и применения значительной степени зависит надежность и долговечность крыши, а также ее внешний вид.

Водоотвод с крыши неорганизованный, что не допускается согласно КМК 2.03.10-95 [89].

В результате обследований крыши и кровли установлены следующие дефекты и недостатки, которые допущены при возведении объекта:

- деревянные конструкции не обработаны антипиренами и не антисептированы;
- водоотвод не организованный;
- имеются многочисленные следы протечек.

Физический износ элементов крыш и кровли (стропила и обрешетка деревянные, волнистые асбестоцементные листы) составляет более 60-70%, нормативный срок службы которых по данным нормативно -технических документов составляет не более 30лет. На основе вышеизложенных техническое состояние конструкций крыши и кровли не позволяет обеспечить надежную защиту здания от атмосферных осадков. В связи с этим кровля обследованного здания подлежит демонтажу и полной замене.

Техническое состояние основных строительных конструкций административно – бытового корпуса.

Фундаменты – ленточные, монолитные, железобетонные из бетона класса по прочности на сжатие В15. ширина подошвы фундамента 1300мм. При этом их глубина заложения составила – 1,05м от пола подвала или – 4,3м от отметки чистого пола первого этажа ($\pm 0,000$) и – 2,25м от естественного уровня земли.

Поверхность фундаментов боковой защитной обмазки не имеют. Нарушений целостности, коррозии бетона не наблюдаются.

На момент обследования деформации грунтов основания или фундаментов не установлены.

В период эксплуатации здания, необходимо вести постоянный контроль над техническим состоянием водонесущих коммуникаций. Попадание воды под или около фундаментные зоны не допустимо.

Проведенные расчеты показали, что расчетное сопротивление грунтов основания под фундаментами 271,3 КПа. Несущая способность фундаментов достаточна и устойчивость грунтов основания обеспечена, при сохранении в период эксплуатации влажностного и напряженного состояния грунтов основания. В целом категория технического состояния фундаментов оценивается как работоспособная.

Колонны обследуемого здания монолитные, железобетонные из бетона класса по прочности на сжатие В30. колонны с поперечным сечением 400x400мм. Армирование колонн осуществлялось продольными рабочими арматурами 3 \varnothing 20 АІ. Хомуты \varnothing 6 АІ с шагом 250-300мм.

Среднее значение прочности монолитных колони, определенное неразрушающим методом испытания прибором ОНИКС – 2,53 с надежностью 92% соответствует классу бетона по прочности на сжатие В 30 (таблице 2.4).

Для измерения отклонения колоны от вертикали были выполнены инструментальные исследования, прибором теодолит – ТДЦ-2. результаты инструментальных исследований показали, что отклонения колонн от вертикали не превышают величин, допускаемых строительными нормами и правилами, а также действующими стандартами.

Все колоны жестко соединены с фундаментами.

Узлы соединения колонн с монолитным балочным перекрытием выполнены жесткими и не вызывают особых претензий.

Таким образом, техническое состояние колонн работоспособное.

Стены подвала толщиной 600мм из монолитного железобетона. Класс бетона стен подвала по прочности на сжатие В20. На момент обследования дефекты или повреждения, свидетельствующие об эксплуатационной непригодности монолитных стен, не установлены.

Станы надземной части здания толщиной 510мм (2 кирпича) возведены из полнотелого жженого кирпича М75. Они уложены на цементно-известковом растворе.

Перегородки толщиной 120мм армокирпичные.

Выполненные испытания показали, что сцепления раствора с кирпичом в пределах требований. Нормальное сцепление раствора с кирпича по неперевязанным швам в среднем составило $2,05\text{кг/см}^2$. Это значение соответствует для кладки I категории (требование п. 3.5.4. КМК2.01.03.96 [88]). По требованию КМК 2.01.03-96 [88], п. 3.5.10 в зданиях с монолитными железобетонными перекрытиями, заделанными по контуру в стены, антисейсмические пояса в уровне этих перекрытий допускается не устраивать.

На момент обследования деформация или повреждения, свидетельствующие об эксплуатационной непригодности стен и перегородок, не установлены. В целом стены и перегородки находятся в работоспособном техническом состоянии.

Монолитное балочное перекрытие корпуса из железобетонных плит. Главные балки монолитного перекрытия на отметке $\pm 0,000$ из двутавра №30, а второстепенная балка из двутара № 18. Толщина плиты (полки) 15-17см.

Главные балки надземных этажей здания железобетонные, монолитные, с поперечным сечением 40(h) x 30см. Они расположены в поперечном направлении. Армирование главных балок осуществлено продольны рабочими арматурами (нижние) из 3 \varnothing 20А1.

Второстепенные балки надземных этажей здания железобетонные, монолитные, с поперечным сечением 40(h) x 30см. Они расположены в

продольном направлении. Армирование этих балок осуществлено продольными рабочими арматурами (нижние) из 3 \varnothing 20A1.

Среднее значение прочности монолитных балочных плит перекрытий, определенное неразрушающим методом испытания прибором ОНИКС -2,53 с надежностью 92% соответствует классу бетона по прочности на сжатие B25 (таблице 2.2.).

Покрытие технического этажа, расположенное АЖ и чердачное покрытие остальных участков здания тоже из таких же монолитных, балочных железобетонных плит.

На момент обследования дефекты или повреждения, свидетельствующие о снижении несущей способности конструкции не установлены. Конструкция соответствует предъявляемым к ней требованиям по I и II групп предельных состояний. Прошвы плит перекрытий в пределах допускаемых строительными нормами [74]. В целом категория технического состояния балочных плит перекрытий оценивается как работоспособная.

Крыша и кровля административно – бытового корпуса чердачная, односкатная. В качестве несущего элемента использована деревянные стронила. Кровля данного корпуса устроена из волнистых асбестоцементных листов, над которыми уложено покрытие из многослойного рубероида на горячей битумной мастике. В качестве утеплителя чердака над чердачным перекрытием использована глина- саманная смесь.

При визуальном осмотре рулонных ковров установлено, что надежность кровли по защите здания от атмосферных осадков не обеспечена (отсутствует по верху рулонного покрытие защитный слой из щебеночной засыпки на антисептированной битумной мастике, местами обнаружены неплотность соединений, и местные вздутия и др.)

По составу кровли видно, что здание несет излишнюю нагрузку от существующего многослойного рулонного покрытия в процессе реконструкции данного здания рекомендуется снять всю рулонную кровлю и после демонтажа рассмотреть. Вопрос устройства нового покрытия.

Водоотвод с крыши неорганизованный, что недопустимо в подобных ситуациях согласно КМК 2.03.10-95 [89].

В результате обследований установлены следующие дефекты и недостатки, которые при устройстве и эксплуатации крыши и кровли:

- деревянные конструкции не обработаны антипиренами и не антисептированы;
- имеются многочисленные следы протечек.

Физический износ элементов крыши и кровли (стропила и обрешетка деревянные, волнистые асбестоцементные листы) составляет более 60-70%, нормативный срок службы по данным нормативно – технических документаций [30] составляет не более 30 лет. На основе вышеизложенных техническое состояние кровля не позволяет обеспечивать надежную защиту здания от атмосферных осадков при дальнейшей эксплуатации. В связи с этим кровля обследованного здания подлежит демонтажу и полкой замене.

2.3. Инструментальное исследование материалов несущих конструкций здания

2.3.1. Определение прочности бетона.

Для определения фактической прочности бетона железобетонных конструкций использовали измеритель прочности ударно – импульсный прибор ОНИКС – 2,53. Данный прибор предназначен для измерения прочности бетонов и других композиционных материалов методом ударного импульса по ГОСТ 22690-88 и РСТ Уз 872-98 по неразрушающему методу испытания. Прибор имеет двухпараметрический метод определения прочности (удар +отскок) в диапазоне и изменения прочности 3-30МПа и 10-100МПа с пределам допускаемой основной относительной погрешностью измерения не более $\pm 8\%$.

Принцип работы прибора основан на корреляционной зависимости параметров ударного импульса от упруго – пластических свойств

контролируемого материала. Прибор состоит из склерометра и электронного блока.

Для измерения прочности бетона конструкций идекатором склерометра наносили удар по измеряемой поверхности. При удара преобразователь вырабатывает сигнал, пропорциональный поверхностной твердости объекта измерений, который регистрируется электронными блоком и преобразуется в прочность материала. Измерения производятся автоматически при выполнении датчиком ударных воздействий и на дисплее появляются результаты единичных измерений и итоговые данные: R- измеренное значение прочности; V- коэффициент вариации и W- размах. За единичное значение прочности материала принимали среднюю прочность по результатам измерений на трех участках конструкции.

При дальнейшем обследовании определение прочности бетона железобетонных конструкций выборочно оценивалась данными, полученными испытанием только прибором ОНИКС – 2,53 без дополнительного контроля, результаты которых принимались за основу при анализе и оценки состояния железобетонных конструкций.

Данные испытаний по определению прочности бетона железобетонных конструкций производственного корпуса представлены в таблицах 2.1, административно – бытового корпуса в таблице 2.2.

2.3.2. Определение фактических характеристик элементов кирпичной кладки.

Кладка наружных и внутренних стен обследуемого здания выполнена из керамического полнотелого жженого кирпича размерами 250x120x65 мм на цементно-песчаном растворе.

Для отбора образцов для определения прочностных характеристик кладочных материалов использовались доступные участки стен. Определение фактических прочностных показателей элементов кладки (марки кирпича, марка кладочного раствора, временное сопротивление

осевому растяжению кирпичной кладки по неперевязанному шву) проводились в соответствии с требованиями ГОСТ 4922-81, ГОСТ 8462-85.

А) Определение марки кирпича.

Марка кирпича, отобранного из кладки стен, определялась по пределу прочности при сжатии. Для этого было изготовлены пять образцов из двух целых кирпичей, уложенных один на другой и соединенных между собой цементно –песчаным раствором. Верхние поверхности было выровнены. Подготовленные образцы испытывались в соответствии с требованиями п.п. 3.2 и 3.3. ГОСТ 8462-85 “Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе ”.

Результаты определения предела прочности кирпича при сжатии приведены в таблицах 2.3. и 2.4.

Б) Определение прочности кладочного раствора .

Прочность раствора из швов кладки определялось путем испытаний на сжатие кубов с ребрами 3-4 см, изготовленных из пластинок, отобранных из горизонтальных швов кладки и склеенных при помощи слоя гипсового теста толщиной 1-2 мм. Пластинки изготавливались в виде квадрата, сторона которого 1,5 раза превышала толщину пластинки, равную толщине шва. Образцы испытывались через сутки после их изготовления. Образцы кубы из раствора испытывались по п. 9.5 РСТ Уз 691-96 “Растворы строительные. Методы испытаний”. Прочность раствора вычислялась по п. 9.6.1. РСТ Уз 961-96 и определялась как среднее арифметическое значение из результатов пяти образцов. Для определения фактической прочности раствора в кубах с ребрами 7,07см результаты испытаний кубов – пластинок умножались на приведенный коэффициент, равный 0,8 (см таблице А1. Приложения А, РСТ Уз 961-96). Результаты испытаний приводятся в таблицах 2.3. и 2.4.

В) Определение прочности кладки на сцепление. \

Определение прогноности на сцепление проводилось путем испытание я на осевое растяжение элементов кладки стен, отобранных в построечных условиях. Для проведения контрольных испытаний на сцепление кладки из

кирпича отбирались доступные участки стен. При испытании кладки на сцепление определялась прочность раствора на сжатие из шва кладки по приведенной выше методике. Испытание кладки на сцепление проводилось по схеме указанной в ГОСТ 24992-81 “Конструкции каменные. Метод определения прочности сцепления в каменной кладке. ”. результаты испытаний приведены в таблицах 2.3. и 2.4.

**Результаты испытаний по определению прочности бетона
железобетонных конструкций производственного корпуса**

Таблица 2.4.

№ п/п	Наименование конструкций	Данные испытаний			
		R, МПа	V,%	W,%	Класс бетона
1	2	3	4	5	6
1	Железобетонные	22,8	15,8	29,3	B15
2	монолитные	24,0	11,2	27,5	B15
3	фундаменты	26,1	10,9	29,0	B15
4	отдельно стоящие	23,4	11,0	28,2	B15
5		20,9	18,2	29,0	B15
1	Железобетонные	22,3	11,0	34,2	B15
2	монолитные	22,6	10,8	21,6	B15
3	фундаменты	20,5	19,9	28,0	B15
4	ленточные	20,9	17,8	26,7	B15
5		23,1	18,1	31,5	B15
1	Железобетонные	42,4	21,9	5,6	B30
2	колонны крайние	43,1	15,9	28,9	B30
3		44,3	11,3	22,3	B30

4		45,7	18,7	34,3	B30
5		42,8	19,1	33,3	B30
1	Железобетонные колонны средние	40,5	17,6	11,2	B30
2		41,6	16,5	16,9	B30
3		42,7	15,2	21,3	B30
4		44,3	17,9	24,2	B30
5		43,9	14,1	18,1	B30
1	Монолитные балочные перекрытия	33,7	16,8	29,6	B25
2		31,9	12,1	29,4	B25
3		33,8	13,4	41,2	B25
4		33,6	18,9	44,0	B25
5		34,3	17,5	27,2	B25
1	Монолитная ребристая плита покрытия	35,6	16,2	33,6	B27,5
2		36,4	15,7	30,8	B27,5
3		37,1	12,0	27,8	B27,5
4		36,3	17,5	27,2	B27,5
5		35,3	13,3	30,2	B27,5

**Результаты испытаний по определению прочности бетона
железобетонных конструкций административно – бытового корпуса.**

Таблица 2.5.

№ п/п	Наименование конструкций	Данные испытаний			
		R, МПа	V,%	W,%	Класс бетона
1	2	3	4	5	6
1	Железобетонные	23,6	18,2	27,1	B15
2	монолитные	21,5	12,5	28,2	B15
3	фундаменты	25,2	26,3	28,8	B15
4	ленточные	23,5	12,1	29,0	B15
5		21,1	17,3	31,2	B15
1	Железобетонные	41,4	22,3	3,4	B30
2	монолитные	44,4	15,5	36,0	B30
3	колонны	42,6	10,8	21,6	B30
4		45,1	19,9	35,4	B30
5		42,4	19,8	39,6	B30
1	Железобетонные	33,7	16,8	29,6	B25
2	монолитные	31,9	12,1	29,4	B25
3	балочные перекрытия	33,8	13,3	41,2	B25
4		33,6	18,9	44,0	B25
5		34,3	17,5	27,2	B25
1	Железобетонные	34,5	15,1	23,6	B25
2	монолитные	31,6	16,2	30,9	B25
3	балочные плиты	32,9	14,8	31,8	B25
4	покрытия	33,0	16,0	27,0	B25

5		34,1	18,3	31,7	
---	--	------	------	------	--

Результаты испытаний по определению прочною прочности кирпича и цементно-известкового раствора производственного корпуса.

Таблица 2.6.

№ п/п	Наименование конструкций	Данные испытаний			
		R, МПа	V,%	W,%	Класс бетона
1	2	3	4	5	6
1	Кирпич полно гельный жженный	9,2	23,4	52,3	M75
2		10,8	15,5	40,0	M100
3		8,4	21,7	46,0	M75
4		9,3	19,5	10,0	M75
5		8,8	17,7	31,8	M75
1	Цементно- известковый раствор	5,6	16,6	43,4	M50
2		6,4	14,7	48,6	M50
3		7,9	14,8	38,4	M50
4		5,0	14,6	46,2	M50
5		8,1	13,2	45,5	M50

Результаты испытаний по определению прочности кирпича и цементно-известкового раствора административно-бытового корпуса.

Таблица 2.7.

№ п/п	Наименование конструкций	Данные испытаний			
		R, МПа	V,%	W,%	Класс бетона
1	2	3	4	5	6

1	Кирпич	полно	11,2	23,4	52,6	M100
2	т	ельный жженный	10,8	15,5	39,1	M100
3			8,4	21,3	42,3	M75
4			10,3	19,8	13,4	M100
5			8,8	17,1	28,9	M75
1	Цементно-		5,9	14,2	41,8	M50
2	известковый	раствор	4,9	15,1	45,2	M50
3			6,1	14,1	36,2	M50
4			5,3	15,4	41,3	M50
5			6,3	13,9	44,4	M50

**Результаты испытаний по определению прочности сцепления
растворе с кирпичам производственного корпуса.**

Таблица 2.8

Здание	Отрывающая нагрузка, кг	Прочность сцепления, R_t^b , кг/см ²		Характер отрыва	
	Площадь, см ²	Частное	Среднее	По раствору	По контакту
1	2	3	4	5	6
Поизводст- венный корпус	617/283	2,18	2,15	-	+
	614/287	2,14		-	+
	614/279	2,20		-	+
	609/286	2,13		-	+
	592/282	2,10		-	+

Среднее значение по зданию по зданию – 2,15 кг/см²

**Результаты испытаний по определению прочности сцепления
растворе с кирпичом административно- бытового корпуса.**

Таблица 2.9.

Здание	Отрывающая нагрузка, кг	Прочность сцепления, R_t^b , кг/см ²		Характер отрыва	
		Площадь, см ²	Частное	Среднее	По раствору
1	2	3	4	5	6
Администратор. Бытовой корпус	603/286	2,11	2,05	-	+
	570/288	1,98		-	+
	583/279	2,09		-	+
	544/285	1,91		-	+
	619/287	2,16		-	+

Среднее значение по зданию по зданию – 2,05 кг/см

Выводы по 2 главе

1. Основанием фундаментов будут слушать лессовидные суглинки. Грунты просадочные под нагрузкой. Тип грунтовых условий по просадочности – первый. Учитывая длительный срок эксплуатации зданий, осадка грунтов следует считать стабилизировавшимися при условии сохранения их напряженного и влажностного состояния.

2. Грунтовые воды на участке залегают глубже 10м от поверхности земли и практического влияния на фундаменты зданий не окажут. Грунты, прилегающие к фундаментам, являются неагрессивной средой к бетонам на портландцементях.

3. Обратная засыпка пазух фундаментов выполнена из местных лессовидных грунтов, слежавшаяся с вымоганием отдельных галек и

строительного мусора до 20%. С поверхности засыпка прикрыта бетонным полом толщиной 200мм и с наружной стороны отмасткам. Нарушений целостности, деформаций полов и отмасток не наблюдается.

4. Сейсмичность участка по карте микросейсм районирования г. Ташкента – 9баллов. Категория грунтов по сейсмическим свойствам – III.

5. Фундаменты зданий (под несущие колонны) отульно- стоящие, (под наружные и внутренние кирпичные стены) ленточные, железобетонные, монолитные. В целом состояние всех фундаментов работоспособное. Класс бетона фундаментов по прочности на сжатие B15.

6. В качестве инженерных мероприятий при реконструкции обследуемого объекта рекомендуются:

- антисейсмические;

- противопросадочные, и частности водозащитные. Попадание воды в около или под фундаментное пространство не допустимо.

7. По периметру зданий устроены асфальтобетонные отмстки, соответствующие требованиям КМК 2.02.01-98 [85]. Деформации или повреждения отмасток не установлены.

8. Установленные состояние железобетонных колони подвала позволяет сделать вывод о необходимости их усиления в процессе реконструкции объекта обследования, т.к. дальнейшая их эксплуатация может привести к еще большему ослаблению сечений и даже к разрушенного конструкций в целом.

Остальные колонны по результатам обследования имеют работоспособное техническое состояние.

9. Стены и перегородки обследуемого объекта находят в работоспособном состоянии.

10. Категория технического состояния ребристых монолитных плит перекрытий и покрытий оценивается как работоспособная.

11. Физический износ элементов крыши и кровли составляет более 60-70% и имеют ряд дефектов и недостаток, которые допущены при возведении

объекта. В связи с этим техническое состояние конструкций и крыши оценивается как неработоспособное, подлежит демонтажу и полной замене.

12. Результаты выполненного технического обследования свидетельствуют о том, что объемно – планировочная схема и конструктивное решения производственного и административно – бытового корпуса соответствуют требованиям действующих строительных норм и правил в Узбекистане.

Техническое состояние основных строительных конструкций зданий находится в работоспособном состоянии, за исключением колонн подвала и элементов кровли, которые нуждаются в усиленном согласно рекомендациям раздела 3 настоящей работы и замен кровельной покрытостью.

После выполнения вышеуказанных рекомендаций и производства работ по реконструкции обследуемый объект будет пригодным для дальнейшей эксплуатации.

Глава 3. РЕКОНСТРУКЦИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО КОРПУСА ОАО «FOTON» И РАЗРАБОТКА РЕМЕНДАЦИЙ ПО УСИЛЕНИЮ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЯ

3.1 Разработка технических решений по усилению несущих железобетонных элементов обследуемого объекта

Подходы к вопросам технической эксплуатации и реконструкции объектов производственного и коммунального обслуживания в нашей стране и за рубежом принципиально отличается в силу двух обстоятельств. Во-первых, с установлением независимости нашей республики как в целом по стране, так и в региональных масштабах на эти вопросы со стороны правительства уделяется гораздо большее внимание. Во-вторых, с отечественных производственных товаров и социально-бытовые вопросы приобретают особое значение. Особенно явственно эти тенденции обозначались в последние годы, в том числе коммунальные, товаро-бытовые учреждения, промышленные предприятия и т.д.

Практически во всех областях нашей страны созданы и создаются специализированные организации по оценке состояния и различные предприятия по ремонту и реконструкции зданий и сооружений. Постоянное внимание проблемам ремонта, реконструкции и модернизации стало уделяться Госархитектсроем республики Узбекистан. Это вполне объяснимо, поскольку для строительства новых таких необходимых объектов в крупных городах, в особенности столице Ташкенте требуется значительные территории, резервы которых стремительно уменьшаются, что диктует насущную необходимость их рационального использования. Очень существенным является и тот факт, что при реконструкции таких объектов одновременно осуществляется и реконструкция городской застройки и территории.

В настоящей работе при реконструкции производственного корпуса ОАО «FOTON», как ранее было более подробно изложены результаты

технического обследования проведенного с целью оценки состояния основных несущих конструкций здания и на этой основе разработать проект реконструкции этого объекта.

Предварительные расчеты показали, что здание производственного корпуса в условиях землетрясения интенсивностью 9 баллов нуждается в усилении элементов каркаса, т.е. железобетонных колонн подвального этажа. Общеизвестно, что одним из наиболее существенных дефектов железобетонных элементов являются коррозия арматуры при недостаточной толщине защитного слоя или наличия обнаженных участков арматуры. Как было указано в предыдущий главе узлы сопряжения железобетонных ригелей с колоннами не были обеспечены достаточным слоем бетона, в результате чего арматурные выпуски и закладные металлические изделия подверглись значительным коррозиям. В связи с этим необходимо разработать техническое решение по обеспечению достаточного защитного слоя на этих участках.

3.1.1 Усиление железобетонных колонн подвального этажа.

Одним из наиболее эффективных способов усиления железобетонных колонн является устройство железобетонных обойм. Усиления обоймами особенно рационально для колонн с небольшой гибкостью. Наиболее простым типом железобетонных обойм являются обоймы с арматурой усиливаемой колонны. При таком способе усиление важно обеспечить совместную работу «старого» и «нового» бетона, что достигается тщательной очисткой поверхности бетона усиливаемой конструкции различными путями, как использования песнотруйного аппарата, насечкой или обработкой металлическими щетками, а также промывкой давления непосредственно перед бетонированием. Для улучшения адгезии и защиты бетона и арматуры в агрессивных условиях эксплуатации, можно также использовать полимербетоны или бетоны обладающие высокой

водонепроницаемостью, например самоупроченные бетоны на напрягающих цементах.

Толщина облоймы была определена расчетам – 62мм. С учетом унифицированности размеров сечения колонны величину этого размера было назначено-75мм. При этом сечения колонн подвального этажа будет 500х650мм. Площадь рабочей продольной арматуры также определяли расчетом 12 \varnothing 20A№,

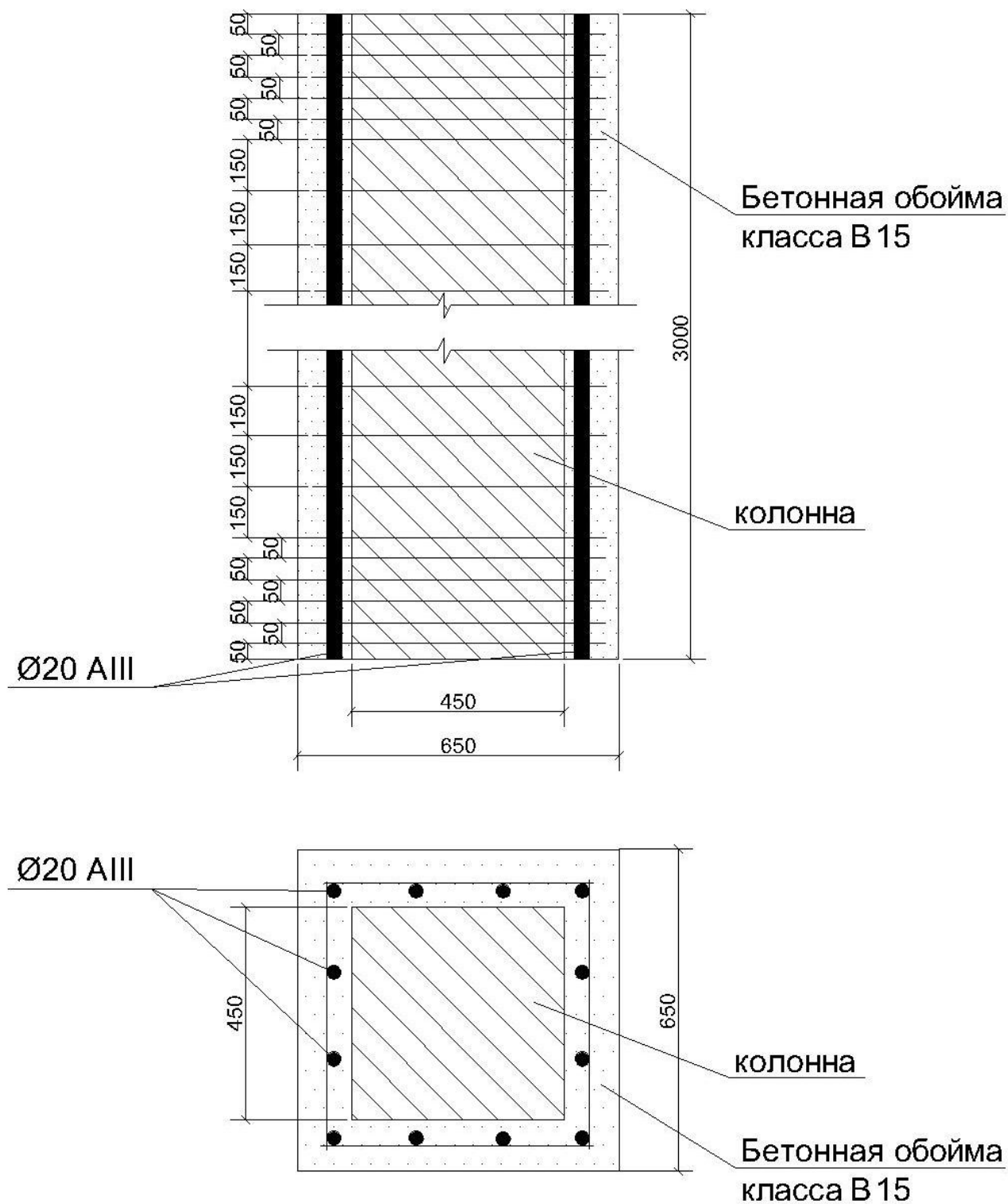


Рис. 3.1 Усиление колонны бетонной обоймой.

для стержней работающих на сжатие $\varnothing 14A1$ а шагом 150мм для стержней работающих на растяжение (рис.3.1) . В качестве бетона используем подобранный состав по общепринятой методике класса по прочности на сжатие В30, как более эффективный вид бетона для эксплуатационных условий усиливаемых конструкций. После завершения ремонтно-восстановительных работ по усилению колонн необходимо провести осмотр по всем элементам для определения состояния внешней поверхности и в целом изделий. Истечением 28 суточного возраста следует определить прочность бетона неразрушающими методом испытания. Если этот показатель соответствует проектным данным , то процесс усиления железобетонных колонн в первом приближении можно будет считать выполненным.

3.1.2 Усиление стен подвального этажа

Как ранее было отмечено, что предварительные расчеты каркасной системы производственного корпуса обследуемого объекта показали о недостаточности их несущей способности в условиях землетрясения интенсивностью 9 баллов и необходимости усиления.

Усиления стен осуществляем устройством арматурной сеткой из стрежневой арматуры класса А3 диаметром 12 мм с шагом 150x150 мм (рис. 3,2) . установка арматурной сетки выполняется креплением к поверхности диафрагмы металлическими шпильками, предварительно подготовленных гнездах. После этого выполняется процесс устройства железобетонной обоймы, торкретированием поверхности бетоном класса по прочности на сжатие не менее В15. Покрытие торкретбетоном поверхность стены будет иметь шероховатый вид. Однако общая плоскость при этом должна быть в пределах $t5$ мм. Раствор для штукатурки поверхности принимается не ниже марки 150. Для торкретбетона в качестве вяжущих следует использовать портландцемент марки не ниже 400. Для ускорения твердения бетона рекомендуется применение быстротвердеющих цемента и добавок

ускорителей твердения, а также тепловой обработки при «мягких» режимах подъема и снижения температур (5...10* с/ч).

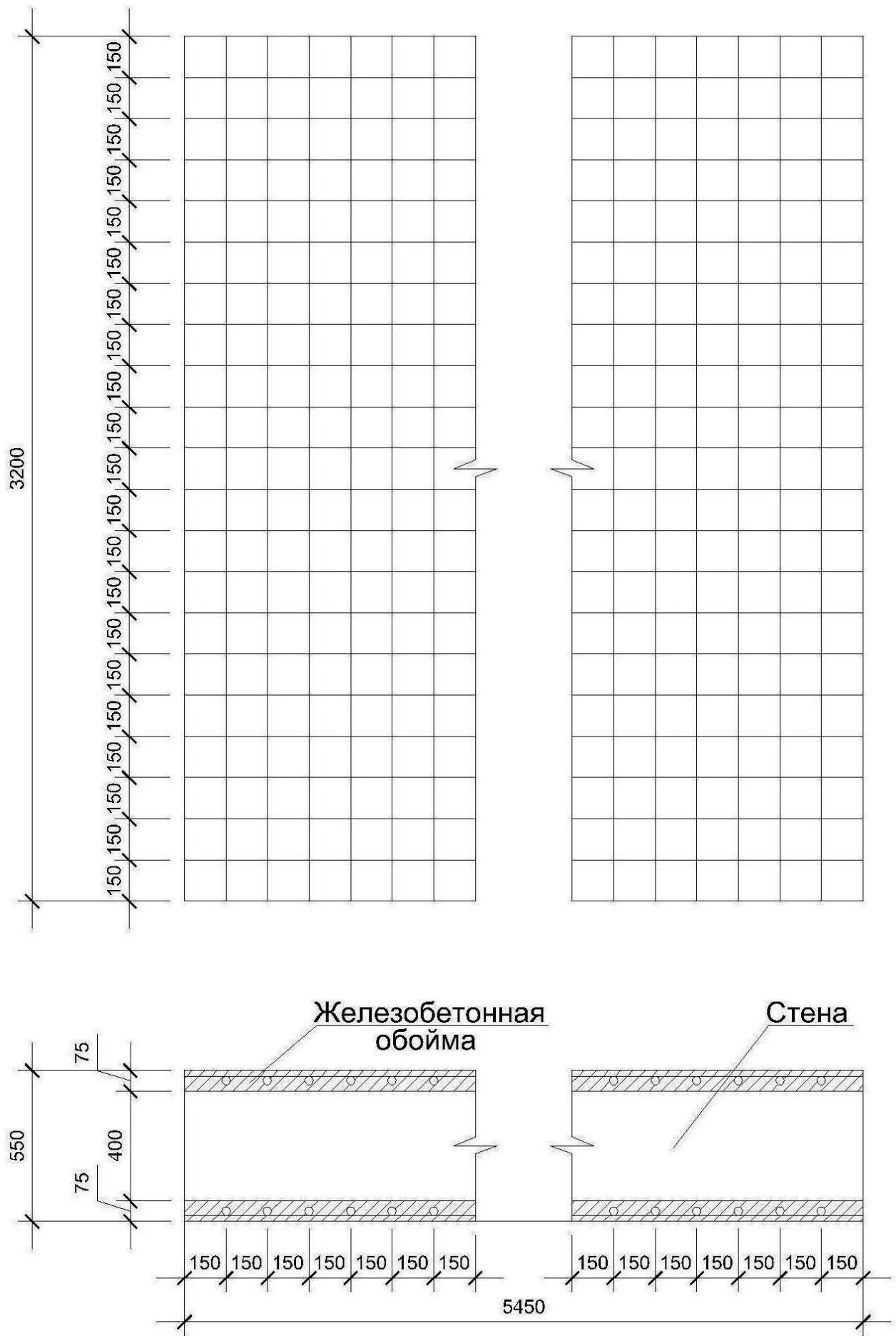


Рис. 3.2 Усиление стены подвала железобетонной обоймой

Следует отметить, что при выполнении усиления стен подвала было обращено повышенное внимание на качество бетонной смеси, виду и крупности заполнителей. При торкретировании крупность заполнителей была определена паспортными данными (диаметром отверстия сопла) цементной-пушки и принималась не более 10мм. В качестве мелкого заполнителя был принят песок с модулем крупности не ниже 2,2 и с количеством пустот не более 40%.

Подбор состава бетона был выполнен таким расчетом чтобы обеспечить проектную прочность элементов усиления и качественного уплотнения бетонной смеси. Осадка конуса бетона была принята не более 8см. Для торкретирования используют относительно жесткую торкретобетонную смесь, которая практически не имеет водоотделение. Это и позволяет при нанесении смеси под давлением получать материал с более плотной структурной и меньшим водосодержанием, чем при обычном бетонировании.

Торкретирование ведут послойно, причем продолжительность перерыве между нанесением последующих слоев должно быть такой, чтобы наносимый слой не разрушая предыдущий, но в тоже время не должна превышать сроков схватывания цемента во избежания адгезии. В строительной практике различают два метода торкретирования сухой и готовой смесью. Сухая смесь состоит в основном из гравелистого песка с зернами крупностью до 10мм и цемента в количестве 300...400 кг на /м³ заполнителя; имеет водоцементное отношение 0,32...0,35. Торкрет-бетон из сухой смеси практически не содержит избыточной «технологической» воды, что придает ему более высокие по сравнению с обычным бетоном физико-механические свойства.

Сухую цементно-песчаную смесь заданного состава загружают в резервуар цемент-пушки и под давлением 0,2...0,4Мпа по рукаву подают к насадке (рис.3.3), где смешивая ее с подаваемой по второму рукаву второй, наносят слоями на обрабатываемую поверхность со скоростью 120...140м/с.

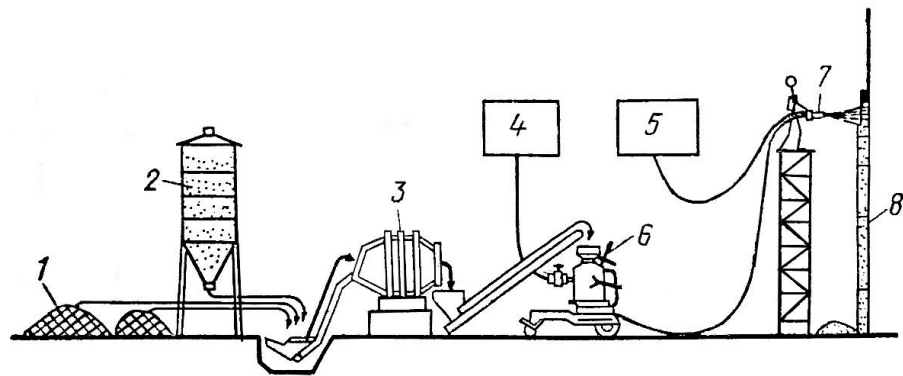


Рис – 3.3. Технологическая схема торкретирования сухим способом.

1 – песок; 2 – цемент; 3 – бетоносмеситель; 4 – компрессор; 5 – емкость для воды; 6 – торкрет – установка ; 7 – сопло; 8 – наносимый слой бетона.

Цемент-пушки могут быть камерного типа, со шнековым подающим и вращающимся шлюзовым ротором (рис. 3.4).

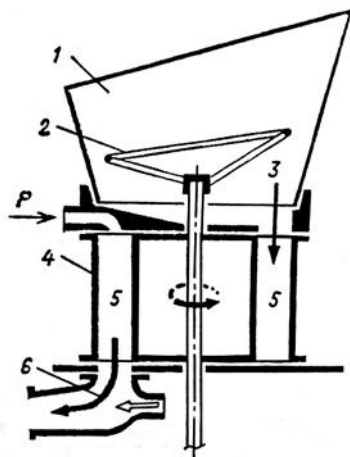


Рис – 3.4. Цемент-пушка роторного типа

1 – засыпная воронка с решетом;
2 – мешалка; 3 – отверстие; 4 – ротор;
5 – переходной цилиндр; 6 – устье.

Торкретирование готовой смесью выполняют с помощью специальной установки без подачи в насадку воды (рис. 3.5). этот метода обеспечивает более высокую производительность, однако бетон нанесенного торкретного слоя имеет менее высокие физико-механические показатели, чем бетон из сухой смеси. При торкретировании готовой смесью подачу материала по трубопроводу осуществляют сплошными или дискретным потоком, в виде отдельных чередующихся порций материала и воздуха. Одной из разновидностью способа торкретирования является набрызг бетона:

- с помощью набрызг-установки по рукаву с внутренним диаметром 50мм для подачи материалов под давлением 0,4...0,5Мпа к насадке подают сухую отгазированную бетонную смесь с заполнителем в виде гравия или щебня крупностью до 20...25мм;

- по второму рукаву с внутренним диаметром 19..25мм в насадку подают воду с помощью центробежного насоса подачей 1...30м³/ч, обеспечивающего напор не менее 0,6 Мпа;

- перемещенную в смесительной камере увлажненную смесь наносят на торкретируемую поверхность со скоростью 100...120 м/с.

Сменная производительность набрызг установки -18...20 м³. Сухую смесь доставляют централизованно в капсулах-контейнерах или приготавливают непосредственно на строительной площадке. Для загрузки сухой смеси в установку применяют шнековвые подъемники, различного рода ленточные или шнековвые питатели, краны и др. способ набрызга применяют в тех же случаях, что и торкретирования готовой смесью, а также для бетонирования различных тонкостенных конструкций, где использование традиционных способов бетонирования технически сложно и неэкономично.

При набрызг-бетонировании сухой смесью проще достичь стабильного качества бетона, так как в насадку подают столько воды, сколько необходимо для того, чтобы выдержать заданное расчетам водоцементное отношение и обеспечить необходимую адгезии бетона и поверхности.

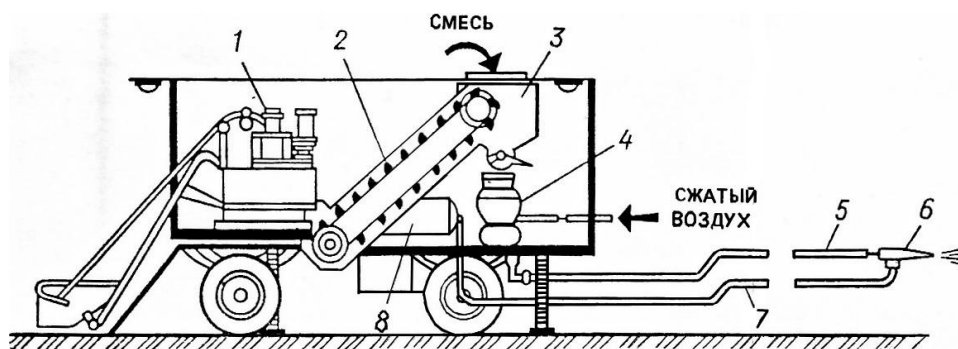


Рис.3.6 Технологическая схема торкретирования методом набрызга бетона.

1-смеситель; 2-питатель; 3- бункер-накопитель; 4- набрызг-машина; 5- материалый рукав; 6- сопло; 7- рукав для воды; 8 –бак для воды.

Для придания набрызг-бетону высокой износостойкости, термостойкости или высокой водонепроницаемости в смесь добавляет стальные волокна, которые можно вводить как непосредственно в сопло (рис. 3.7), так и в процессе приготовления смеси.

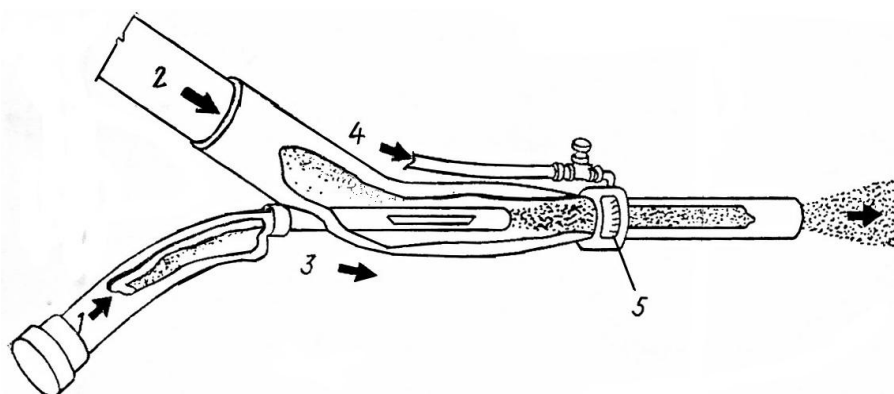


Рис. 3.7 Введение в набрызг-бетон стальные волокна.

1-сухая смесь; 2- стальные волокна; 3- сжатый воздух; 4- вода; 5- смеситель

Усиленная выше указанными способами железобетонная колонна и стены подвального этаже обеспечивают необходимость несущей способности и устойчивости здания в условиях землетрясения расчетной интенсивности.

3.2 Выявления обеспеченности обследуемого здания эксплуатационной надежностью и сейсмостойкостью после усиления.

Для выявления обеспеченности обследуемого здания эксплуатационной надежностью и сейсмостойкостью были выполнены работы по определению качества проделанных усиления и их соответствия требованиям соответствующих нормативных документов и стандартов. При этом особое

внимание было обращено их напряженно-деформированных состояний под нагрузкой. В местах приварки дополнительной обнажение продольных стержней существующей арматуры до половины площади их сечения.

Следует иметь ввиду, что удаления защитного слоя бетон со стороны растянутой зоны не оказывают существенного влияния на прочность только в том случае, если армирование старой конструкции выполнено без стыков в нахлестку. Удаление же защитного слоя стороны сжатой зоны всегда вызывает определенной степени снижение прочности конструкции.

Сцепления нового бетона со старым обеспечивается достаточно надежно, если поверхность старого бетона специально подготовлена. Для этого необходимо удалить с поверхности старого бетона отстающие и поврежденные куски бетона, пыль и т.п. затем поверхность старого бетона следует насечь и обработать металлической щеткой. После установки арматуры поверхность старого бетона промывают струей воды под напором и поддерживают в влажном состоянии. Непосредственно перед нанесением торкрет или набрызг-бетона с поверхности старого бетона уделяют оставшиеся лужицы воды. В течении первых дней после бетонирования бетон ежедневно увлажняют поливкой.

В свете вышеперечисленных необходимо отметить, что выполненные работы по усилению несущих элементов (колонн, стен) подвального этажа соответствует требованиям и поведочные расчеты показали обеспеченность здания эксплуатационной надежностью и сейсмостойкостью. Обследуемое здание после выполнения усиления по разработанным техническим решением пригодно для дальнейшей эксплуатации при условии сохранения напряженного состояния и соблюдении соответствующих требований по эксплуатации и техническому обслуживанию

3.3 Разработка рекомендаций по обеспечению эксплуатационной надежности и сейсмостойкости производственных зданий при землетрясениях расчетной интенсивности.

Результаты инженерного анализа последствий землетрясений и материалы изложенные в настоящей работе позволяли сформулировать следующие рекомендации по проектированию и строительству, а также рекомендации эксплуатируемых производственных зданий в сейсмических районах:

- обеспечение снижения сейсмической нагрузки, осуществления которого можно достичь уменьшением массы конструкций; благодаря применению более легких и эффективных (по прочности) строительных материалов, конструкций и выбором конструктивной схемы с оптимальной жесткостью и затуханием колебаний;

- принципы равномерного распределения жесткостей и масс в зданиях, т.е. несущие элементы (колонн, стен) необходимо равномерно и симметрично распределять по этажам. Отсюда вытекает и другое не менее важное требование- строительный материал несущих элементов должен быть по возможности одинаковым и однородным. Этот принцип предусматривает расположение стен в плане симметрично относительно продольной и поперечной оси здания и простую форму в плане, что исключает возможность возникновения кручения;

- принцип монолитности и равнопрочности элементов зданий и сооружений, который обеспечивается расположением стыковых соединений сборных элементов по возможности вне зоны максимальных усилий, возникающих при землетрясениях. Соблюдение этого принципа обеспечивает, в частности, совместную работу стен и перекрытий, т.е. позволяет рассматривать здание как пространственную систему;

- в каркасных зданиях с рамным каркасом совместная работа ригелей и колонн каркаса обеспечивается до тех пор, пока узлы не превратятся в шарниры и не исчерпают сваа прочности. В каркасах зданиях связевой системы совместную работу всех элементов обеспечивают связи;

- принцип обеспечения условий, облегчающих развитие в элементах конструкций пластических деформаций при возможной их перегрузке во

время землетрясений, т.е. чтобы во время сейсмического воздействия конструкции не разрушались хрупко, а имели возможность пластической работы. В этом случае здания при перегрузках приобретает работы. В этом случае здание при перегрузках приобретает свойство, адаптации, так как повышение податливости за счет пластических деформаций сопровождается повышением поглощением энергии сейсмического воздействия и скорейшим затуханием колебаний. Учитывая это, конструкции из каменных материалов как естественных, так и искусственных, в том числе бетона, склонные к хрупкому разрушению необходимо армировать расчетным путем или в отдельных случаях конструктивно;

-диафрагмы или заполнения из различных конструктивных материалов армированных расчетным путем, воспринимающие горизонтальную нагрузку следует устраивать на всю высоту здания, располагая их в плане симметрично и равномерно, а поперечные элементы в обязательном порядке на всю ширину здания. В случае использования в качестве диафрагм стен лестничных клеток или лифтовых шахт проемы в них следует располагать в плане также симметрично. При уменьшении жесткости диафрагмы (когда несущая способность диафрагмы уменьшается под различными воздействиями) жесткость их уменьшается в большей степени, чем каркас это может являться причиной ослабления всей системы. Из этого вытекает вывод о нецелесообразности ослабления диафрагмы и необходимости усиления диафрагм нижних этажей.

Некоторой особенностью работы несущих элементов каркасных производственных зданий является применение продольные связевые металлические элементы. Это, с одной стороны, приводит к перераспределению сейсмических нагрузок в продольном направлении, позволяет к увеличению несущей способности зданий, а с другой –к уменьшению периодов собственных колебаний. Таким образом, появляется класс сооружений смешанного типа, занимающих промежуточными системами, работа которых в условиях землетрясений разной интенсивности

существенно отличается как от поведения рамно-каркасных, так и от каркасно-панельных зданий. Такие конструктивные системы применяются у нас в стране и за рубежом. Однако, если упругие колебания рамно-связевых каркасов в какой-то мере изучены, то в упругопластической стадии напряженно-деформативного состояния многие вопросы еще ждут своего решения. Вместе с тем, учитывая всевозрастающие объемы строительства больше-пролетных и протяженных объектов в сейсмически активных районах, эта проблема несомненно имеет не только теоритической, но и большое практическое значение.

Весьма существенно, что для описания неупругих свойств каркасной и заполненной частей здания используется разные диаграммы деформирования, отражающие особенности неупругой работы гибких и жестких конструкций, причем в процессе колебаний соотношения, жесткостных характеристик этих элементов меняются произвольным образом. Так, если в исходном состоянии в рамно-связевых системах жесткость заполненной части, как правило, превышает жесткость самого каркаса, то в дальнейшем в процессе землетрясения различной интенсивности возникли ситуации, когда в результате развития повреждений образовавшихся по другим причинам (это неважно) их жесткость уменьшается в большей степени, чем жесткость каркаса. В процессе упругопластического деформирования обнаруживается, что по мере накопления повреждений, как в каркасе, так и в заполнениях снижается несущая способность.

Предложенные аналитические зависимости позволяет учесть эти особенности работы железобетонных каркасов с заполнением и, следовательно, дают возможность, по крайней мере работу в условиях нестационарных интенсивных нагрузок, какими являются сейсмические воздействия.

При расчетах на сейсмические воздействия динамическая расчетная модель принимается в виде много-массовой нелинейной дискретной

системы, движения основания которой задается акселлераммой землетрясения. Колебания описывается уравнением (2.13) изложенной [24]. Решение данного уравнения осуществляется численным методом.

Выводы по 3 главе.

1. В связи с недостаточной несущей способности и сейсмостойкости железобетонные колонны и стены подвального этажа усилены в соответствии с разработанными техническими решениями изложенными в разделе 3.1.1 и 3.1.2.
2. Выполнен подбор состава бетона для использования в усилении железобетонных колонн и стен подвального этажа методом торкретирования.
3. Выбранный метод усиления позволил обеспечить необходимую несущую способность устойчивость железобетонным колоннам и стенам подвального этажа реконструируемого производственного здания.
4. Неразрушающими методами испытания осуществлена проверка сцепления нового бетона со старым, результаты которого подтверждают правильность усиления.
5. Поверочные расчеты показали обеспечения здания эксплуатационной надежностью и сейсмостойкостью в условиях землетрясения расчетной интенсивности.

Общие выводы

1. Осуществление реконструкции производственных зданий на всех этапах, начиная проектирование завершая эксплуатационного, необходимо вести научно-обоснованным образом, которое имеет свои особенности и работа в этом направлении является актуальной.
2. Основанием фундаментов служат лессовидные суглинки. Грунты просадочные. Учитывая длительный срок эксплуатации зданий, осадка грунтов следует считать стабилизировавшимся при условии сохранения напряженного и влажностного состояния.
3. Результаты выполненного технического обследования свидетельствует о том, что объемно-планировочная схема и конструктивное решение производственного и административно-бытового корпуса соответствует требованиям действующих строительных норм и правил республики Узбекистана. Техническое состояние основных строительных конструкций

зданий находится в работоспособном состоянии, за исключением железобетонных колонн и стен подвального этажа, а также элементов кровли, которые нуждаются в усилении и замен кровельное покрытие.

4. Поверочные расчеты после выполненных работ по усилению эксплуатационной надежностью и сейсмостойкостью, что подтверждают о пригодности здания для дальнейшей эксплуатации при условии сохранения напряженного состояния и соблюдения соответствия требований по техническому обслуживанию и эксплуатации.

Список литературы

1. Указ Президента Республики Узбекистан «О мерах по дальнейшему совершенствованию архитектурны и градостроительства в РУз» от 26 апреля 2000 года «Правда Востока», 27.04.00 №23.
2. Указ Президента Республики Узбекистан «Об основных направлениях дальнейшего углубления экономических реформ в капитальном строительстве «Народное слово», 8.05.03 №100.
3. Каримов И.А. Мировой финансово-экономический кризис, пути и меры по его преодолению в условиях Узбекистана / - Т.: Узбекистан, 2009, -48с.
4. Обследование и испытание сооружений . Учебник для ВУз / О.В. Лужин, А.Б. Злачевский, И.А. Горбуков, А.А. Волохов. Под ред. О.В. Лужина – М.: Стройиздат, 1987.
5. Тетир А.Н., Померанец В.Н. Обследование и испытание сооружений. Киев, 1988.
6. Судаков .В.В. Качество и надежность железобетонных конструкций. В кн.: Радиофизические методы констоля качества изделий в строительстве.- М.: Стройиздат,1971
7. Судаков В. В. качество и надежность железобетонных конструкций. В кн. : Радиофизические методы контроля качества изделий в строительстве. - М. : Стройиздат, 1971.
8. Дружинин Г. В. Методы оценки и прогнозирования качества. - М. : Радио и связи, 1982, -160 с.
9. Ройтман А. Г. Предупреждения аварий жилых зданий. М : Стройиздат, 1990. 240 с
10. Каминин В. М. , Соколова В. Д. Оценка технического состояния зданий : Учебник. - М. : ИНФРА - М, 2006 - 268 с
11. Колотилькин Б. М. Надежность функционирования жилых зданий. - М. : Строиздат, 1982 – 376 с.

12. Попов Н. Н. , Росторгуев Б. С. Расчет конструкций специальных сооружений : Учеб. пособие для вузов. - 2-е издание, перераб. и доп. - Н. : Строиздат 1990. - 208 с.
13. Жрейбер К. А. Вариантное проектирование при реконструкции жилых зданий. - М. : Строиздат, 1991.
14. Абрамнитов В. С. Техническая эксплуатация и обследования строительных конструкции : Учебное пособие. - М. : И АСВ. 2002
15. Акбиев Р.Т. К вопросу о применении САПР для расчетных обоснований проектных решений и анализа надежности строительных конструкций. 2 Сейсмическое строительство. Безопасность сооружений. №6.2004г.
16. Турсунов Б. М., Абдульваат А.А., Финк Т.И. САПР: Состояние и перспективы развития (обзор).- Ташкент: УЗНИИИТЛ,1988.
17. Мусаев О.Я. САПР: Методология, техническая, организация, - М.:1989.
18. Руководство по обследованию и оценке технического состояния железобетонных конструкций зданий и сооружений. Ташкент 2004г.
19. Углубление экономических реформ в строительном комплексе Узбекистана. Ташкент 2006г.
20. Рекомендации по расчету железобетонных конструкций на воздействие климатической температуры и влажности. Ташкент 1994г.
21. Рекомендации по модернизации, реконструкции и антисейсмическому усилению зданий и сооружений 6 строительного района. ТашЗАИИЭП,Ташкент,1988.
22. Мукулов Т. Основы расчета долговечности железобетонных пролетных строений мостов. Ташкент: Фан,1995.128с.
23. Мамажанов Р.К. Вероятностное прогнозирование ресурса железобетонных пролетных строений мостов. – Ташкент:Фан,1993.152с.

24. Ржевский В.А. Сейсмостойкость зданий в условиях сильных землетрясений. Ташкент: Фан,1990,260 стр.
25. Касымова С.Т. и др. Ремонт и реконструкция жилых и общественных зданий. Учебное пособие. Ташкент 2002г.
26. Гучкин И.С. Диагностика повреждений и восстановления эксплуатационных качеств конструкций. Учебное пособие. – М.:изд.АСВ. 2001,-176с.
27. Реконструкция зданий и сооружений./ Под редакцией А.П. Шагина. Учебное пособие. – М.: - Высшая школа.1991-352с.
28. Rahimov B.X.,Qosimova S.T., Shodjalilov Sh. Bin ova ingenerlik tizimlarini qayta tiklash. – Toshkent.2001-264v.
29. КМК 2.01.15-97. Положения по технической обследованию жилых зданий./ Госархитектстрой РУз.-Ташкент 1998г.
30. КМК 2.01.16-97. Правила оценки физического износа жилых зданий./ Госархитектстрой РУз.-Ташкент 1998г.
- 31.КМК 1.04.03-97. Положения о проведения и совершенствовании технического обслуживания и реконструкции жилых зданий и зданий социально-коммунального и культурного назначения./Госархитектстрой РУз.-Ташкент 1998г.
32. Ройтман А.Г., Смоленская Н.Г. Ремонт и реконструкция жилых и общественных зданий.-М.:Стройиздат,1986.
33. Махровская А.В. Реконструкция старых жилых районов крупных городов (На примере Ленинграда). Л.:, Стройиздат,1981.
- 34.Реконструкция и капитальный ремонт зданий и сооружений. Киев. УМКВО, 1989.
- 35.Кутуков В.Н. Реконструкция здания. М.: Стройиздат,1981
36. Поляков С.В. Реконструкция и капитальный ремонт зданий и сооружений. Киев УМКВО, 1989.
37. Тьерри Ю. и другие.Ремонт зданий и усиление конструкций.-М.: Стройиздат,1978

38. Реконструкции по усилению каменных конструкций зданий и сооружений /ЦНИИСК им. Кучеренко, М.: 1984с.
39. Строительные конструкции. Учебник для Вузов. Под редакцией А.М.Овечкина и Р.Л. Маилана. Изд 2-е переработанное и дополненное.- М.: Стройиздат, 1974,487с.
40. Развитие методики расчета по предельным состояниям.- М.: Стройиздат 1971г.
41. Крылов Н.А. ,Глуховский К.А. Испытание конструкций сооружений. Л.Стройиздат.1970г.,269с.
- 42.Ашрабов А.Б. и др. Проектирование, возведение и восстановление зданий в сейсмических районах Т. Узбекистан,1968.481с.
43. Мартельянов А.И.,Ширин В.В. Способы восстановления зданий и сооружений поврежденных землетрясением.-м.:Стройиздат,1973
44. Асамов.Х.А. Пути сокращения ущерба от землетрясений и ускоренной ликвидации их последствий. Ташкент.изд-во «Фан» 1983
45. Абдурашидов К.С. Натурные исследование колебаний зданий и сооружений и методы их восстановления. Ташкент «Фан», 1974,216с.
46. Бойко М.Д. Техническая эксплуатация зданий и сооружений. Л.:Стройиздат,1979г.
47. Ройтман А.Г. Надежность конструкций эксплуатируемых зданий.-м.: Стройиздат,1985-175с.
- 48.Ходжаев А.А. Экспериментальные исследования изменения свойств бетона при многократных повторных нагружениях/Эксплуатационная надежность инженерных сооружений.
49. Авиром Л.С. Надежность конструкций сборных зданий к сооружений. Л.:1971,-216с
50. Методические рекомендации по оценке состояния конструкций эксплуатируемых зданий.-М.:Стройиздат,1975-115с
51. Завриев К.С. и др. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. М.: Стройиздат 1970

52. Разработка критериев эффективности методов обеспечения сейсмической надежности зданий и подготовки основ создания новых норм проектирования антисейсмического усиления эксплуатируемых зданий и сооружений. НТО. Ташкент 2011г.
53. Рогонский В.А., Костриц А.И., Шеряков В.Ф. Эксплуатационная надежность зданий. Л.: Стройиздат, 1983г -280с.
54. Ржанщин А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М., 1978.
55. Мирхамедов М. Техническое обследование зданий.-Т.: Укитувчи, 1990,- 152с.
56. КМК 1.03.01-96. «Бетонные и железобетонные конструкции» Нормы проектирования. Ташкент 1998г.
57. Предельные состояния элементов железобетонных конструкций. Под.ред. С.А. Дмитриева., М.: Стройиздат, 1976г.
58. Дарбинян С.С. К вопросу колебания систем с одной степенью свободу с учетом упруго-пластических деформаций. Изв. А Н Арм. ССР. 1953г.