

Институт сейсмологии Национальной Академии Наук Кыргызской Республики

На правах рукописи
УДК 699.841: 550.343

Егембердиева Кулия Абдыкаимовна

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В ЗОНЕ
ТОКТОГУЛЬСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения
25.00.10 – Геофизика, геофизические методы поисков полезных ископаемых

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научные руководители:

к.т.н., доцент Б.С. Ордобаев

чл.-корр. НАН КР, д.г.-м.н., профессор А.Т. Турдукулов

Бишкек - 2013

ОГЛАВЛЕНИЕ

| | Стр. |
|--|------|
| ПЕРЕЧЕНЬ УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ | 4 |
| ВВЕДЕНИЕ | 5 |
| ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ | 10 |
| ГЛАВА 1 ОЦЕНКА СЕЙСМИЧЕСКОЙ ОПАСНОСТИ | 16 |
| 1.1 Сейсмичность исследуемой территории | 16 |
| 1.1.1 Историческая сейсмичность | 16 |
| 1.1.2 Сейсмичность территории Токтогульского водохранилища за период 1961-2010гг | 24 |
| 1.2 Методика определения вероятностной сейсмической опасности | 38 |
| 1.2.1 Зависимость между магнитудой и величиной разломной зоны | 40 |
| 1.2.2 Соотношения между уровнями вероятности | 43 |
| 1.2.3 Вероятностные значения магнитуд для выделенной зоны. | 45 |
| 1.3 Обзор теории сейсмостойкости зданий и сооружений | 54 |
| 1.4 Анализ нормирования сейсмических нагрузок | 59 |
| 1.5 Оценка сейсмостойкости зданий и сооружений | 63 |
| ВЫВОДЫ | 67 |
| ГЛАВА 2 РЕЗУЛЬТАТЫ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ С НЕГЛУБОКИМ ОЧАГОМ. | 68 |
| 2.1 Методы экспериментов. | 68 |
| 2.1.1 Модельные исследования. | 69 |
| 2.1.2 Натурные эксперименты. Исследования собственных периодов колебаний существующих зданий и сооружений. | 70 |
| 2.1.3 Исследование взаимодействия колебаний грунта и 3-этажного монолитного дома, расположенного в более 9 | 74 |

| | | |
|----------------|---|------------|
| | балльной зоне. | |
| 2.1.4 | Теоретический метод расчета амплитудно-частотных характеристик системы грунт, фундамент, сооружение. | 79 |
| 2.1.5 | Воздействия на здания и сооружения вертикальной составляющей сейсмической волны. | 83 |
| 2.2 | Результаты экспериментального исследования модели дома из кирпича-сырца | 89 |
| | ВЫВОДЫ | 98 |
| ГЛАВА 3 | КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ С УЧЕТОМ СЕЙСМИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ РАЙОНА | 99 |
| 3.1. | Анализ перемещения четырехэтажного кирпичного здания. | 99 |
| 3.1.1 | Макросейсмический анализ произошедших катастрофических землетрясений. | 112 |
| | ВЫВОДЫ | 117 |
| ГЛАВА 4 | ОЦЕНКА СЕЙСМИЧЕСКОГО РИСКА И УЯЗВИМОСТИ ЖИЛОЙ ЗАСТРОЙКИ Г. КАРАКУЛЬ | 118 |
| 4.1 | Общие сведения о территории и характеристика жилой застройки | 118 |
| 4.2 | Анализ уязвимости | 119 |
| 4.2.1 | Метод спектрального смещения (спектральной несущей способности), основанный на кривых уязвимости. | 123 |
| 4.2.2 | Расчетно-аналитическая база кривых уязвимости | 125 |
| 4.3 | Экономическая эффективность результатов исследований | 138 |
| 4.3.1 | Оценка социально-экономической эффективности сейсмического риска | 138 |
| | ВЫВОДЫ | 142 |
| | ЗАКЛЮЧЕНИЕ | 143 |
| | СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ | 145 |

ПЕРЕЧЕНЬ УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

ГИС – геоинформационная система (GIS).

KOERI – отдел Сейсмостойкого Строительства Обсерватории Кандилли и Института Сейсмических Исследований Босфорского Университета, Стамбул, Турция.

USGS - Геологическая Служба США.

NEHRP - Нормативный документ, регламентирующий правила проектирования и строительства зданий и сооружений в сейсмоопасных районах США.

EMS - Европейская макросейсмическая шкала.

ATC - Совет по применяемой технологии в строительстве.

HAZUS - Методология оценки сейсмических потерь.

NORSAR – Норвежская сейсмическая служба

ВВЕДЕНИЕ

Известно, что активная деятельность человека дает со временем как положительные, так и отрицательные результаты. Всем известно и человечество пожинает результаты изменения гидрологических условий природы. Одним из примеров может служить гибель Аральского моря, потеря рыбных запасов и вместо него соленая степь, которая губит все живое и способствует таянию ледников Средней Азии. Далеко не изучено влияние мощных водохранилищ, которые не только повышают естественный уровень грунтовых вод, но и дают огромные искусственные нагрузки на земную поверхность, что естественно меняет напряженно-деформированное состояние земной коры в зоне водохранилища. Вполне логично предполагать, что за этим последует изменение проявления сейсмической активности района, где искусственно изменилась природная нагрузка на земную поверхность. Сейсмологические исследования посвящены решению этой проблемы и частично решены. Однако исследований проблемы влияния этих сейсмологических факторов на действие инженерных сооружений недостаточно. Научно обоснованно будет рассматривать конкретные изменения природного равновесия и влияние его на инженерные сооружения, расположенные в зоне изменения сейсмической активности, изменения уровня грунтовых вод, влажности грунтов.

Известные научные исследования изменения сейсмологической ситуации районов окружающих водохранилище Красноярской ГЭС. Были проведены глобальные научные исследования силами двух ведущих институтов бывшего СССР: Института Физики Земли и Института сейсмологии АН СССР. Огромные финансовые расходы были оправданы полученными уточнениями сейсмической обстановки огромной площади с существующими и проектируемыми инженерными сооружениями. Это дало возможность

обезопасить инженерные сооружения от возможных землетрясений, а расчет вести на уточненную сейсмическую балльность.

Вопрос о необходимости учета сейсмической опасности при проектировании и эксплуатации гидротехнических сооружений возник в 20-х годах прошлого столетия после разрушения грунтовой плотины Шеффилд (США) высотой 7,5м при землетрясении 29 июня 1925г. силой 6,3 балла. Но серьезные исследования сейсмичности при гидротехническом строительстве начались лишь в 1950-1960гг. после ряда аварий и повреждений на перечисленных выше крупных плотинах [66].

В результате Спитакского землетрясения 1988г. с интенсивностью в эпицентре 10 баллов произошли серьезные аварии на энергетических объектах Армении, а также в 1976г. на плотине Чир-Юрт в Дагестане образовались значительные трещины в результате землетрясения в 8 баллов.

Ташкентское землетрясение 1966г. вызвало проседание гребня плотины оз. Яцинкуль, затем ее разрушение в центральной части и образование волны прорыва. В 1,5км от плотины вследствие размыва 3 млн.м³ грунта сформировался водокаменный сель высотой 12м, обрушившийся в долину р.Тегермеч [66].

Известны также катастрофические последствия Калифорнийского землетрясения в США 17 октября 1989г., когда были разрушены коммунальные энергетические системы трех районов, перебои в снабжении электроэнергией вызвали выход из строя современное компьютерное оборудование на базе ВВС США в Силиконовой долине. Потери, нанесенные энергетике от этого землетрясения, оценены в 8-20 млн. долларов [66].

Большие разрушения и гибель 80 тысяч людей вызвало одно из сильнейших за последние три десятилетия землетрясений, произошедшее в юго-западной части Китая, провинции Сычуань 12 мая 2008г. силой в эпицентре 8 баллов.

Провинция Сычуань обладает значительными водными ресурсами и обширной сетью гидротехнических и гидроэнергетических объектов, в числе

которой четыре крупных гидроузла с высокими плотинами: Зипинггу высотой 156м, Шэйпэй – 132м, Бику – 105,3м, Баоцуси – 132м. Несмотря на близость плотин к эпицентру (12-17км), эти сооружения выдержали сотрясения. Гидротехнические объекты устояли благодаря высокому качеству проектирования, правильной эксплуатации и своевременным принятием необходимых мер в критической ситуации [66].

За последние пять столетий землетрясения стали причиной гибели более 3 млн. человек на земном шаре [66]. Но степень возможных потерь растет далеко не пропорционально простому увеличению населения. Уровень сейсмического риска возрастает наряду с развитием строительных технологий и ростом современных городов. Рост и развитие населенных пунктов сопровождается повышением его уязвимости к воздействию стихийных бедствий и техногенных катастроф, а физические повреждения зданий, сооружений и систем жизнеобеспечения могут привести к резкому росту социальных и экономических потерь, поскольку, чем выше уровень экономического и социального развития территорий, тем сложнее связи в экономике и обеспечение жизнедеятельности населения региона.

Землетрясения прошлых лет показали, что социально-экономические потери от воздействия сильного землетрясения могут быть огромными и масштабными. Например, Армянское 1988 и Сахалинское 1995 землетрясения погубили десятки тысяч людей и разрушили более 90 процентов жилых домов [66].

Ущерб от землетрясений во всем мире, независимо от степени развития страны, с каждым годом увеличивается. Если 20 лет назад в эпицентральной зоне 8-балльного землетрясения на каждого жителя приходился ущерб, оцениваемый в 1500 долларов США, то в наши дни такой ущерб возрос до 30000 долларов. Это связано с концентрацией населения и материальных ценностей на урбанизированных территориях. Кыргызстан здесь не является исключением. Наблюдается рост уже существующих городов, возникновение

новых поселений часто происходит без необходимых геологических и сейсмологических исследований.

Проектирование сейсмостойких зданий и сооружений может производиться только на основе ожидаемых сейсмических воздействий, выраженных в параметрах сейсмического движения грунта. Социально-экономические условия не допускают обрушения зданий – основной причины гибели людей.

Свести к минимуму ущерб при сильных землетрясениях можно двумя основными способами:

1) Размещение строительных объектов в местах пониженной сейсмической опасности;

2) Строительство сейсмостойких зданий и сооружений, соответствующих уровню сейсмической опасности на строительных площадках.

Исходя из этого, исследования в этих направлениях должны проводиться в тесной взаимосвязи. Недооценка сейсмической опасности ведет к неоправданному ущербу и жертвам. Переоценка - к неоправданному удорожанию строительства. К слову, достижения сейсмологии и строительных наук далеко не всегда используются нужным образом. Таким образом, уменьшение ущерба от землетрясений напрямую связано с точностью оценки сейсмической опасности в инженерных характеристиках сейсмического движения грунта.

Методы научного расчета проф. К.С. Абдурашидова и Е.И. Бакрадзе дают возможность по величине частот и амплитуд колебаний определить способность здания или инженерного сооружения сопротивляться определенным сейсмическим воздействиям. Это дает нам возможность определить сейсмическую устойчивость здания или сооружения в зоне влияния Токтогульского водохранилища. Для достижения цели нам достаточно уточнить возможные сейсмические изменения в этой зоне, составить карту сейсмической опасности и дать методику определения динамической жесткости здания или сооружения теоретическим или экспериментальным методами.

Автор выражает благодарность научным руководителям чл.-корр. НАН Кыргызской Республики, д.г.-м.н., профессору А.Т.Турдукулову, к.т.н., доценту Ордобаеву Б.С. за помощь и поддержку.

Автор благодарен д.т.н., профессору КГУСТА А.Х.Абдужабарову за помощь при проведении исследований и обсуждении работы, проф. Э.Смит (КГУСТА) и доктору К.Линдхольму (NORSAR), за помощь, оказанную при составлении карт и ценные научные замечания.

Свою признательность автор выражает заведующему лабораторией инженерной сейсмологии и сейсмического микрорайонирования, научному консультанту к.т.н. Камчыбекову М.П. за помощь, оказанную при работе над диссертацией.

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность работы. Для территорий крупных ответственных сооружений, расположенных в сейсмически активных районах, проблема предотвращения и максимального снижения трагических и разорительных последствий сильных землетрясений является жизненно необходимой. Человечество пока не в силах предотвратить сейсмическую опасность, но оно может ее предугадать и быть готовым к ней. Анализ последствий возбужденных землетрясений для территорий крупных гидротехнических сооружений мира в последние годы показал, что экологические последствия можно значительно уменьшить или даже вовсе избежать, если заранее произвести оценку сейсмической опасности таких территорий, что предполагает модернизацию существующих и разработку новых научных основ прогнозирования развития природных и техногенных процессов в период строительства и при эксплуатации ответственных сооружений в районах с высокой сейсмичностью.

Из практики строительства высотных плотин известны случаи, когда заполнение больших искусственных водохранилищ сопровождалось активными сейсмическими явлениями. Иногда заполнение водохранилищ вызывало разрушительные землетрясения (плотины Койна в Индии, Кремаста в Греции, Кариба в Южной Америке и др.).

Уровень сейсмической опасности возрастает наряду с развитием строительных технологий и возведением ответственных инженерных объектов. Строительство и эксплуатация крупных гидротехнических сооружений сопровождается повышением его уязвимости к воздействию стихийных бедствий и техногенных катастроф, а физические повреждения жилых зданий и сооружений промышленных объектов, систем жизнеобеспечения населенных пунктов могут привести к внезапному росту социальных и экономических

потерь. В связи с этим исследование сейсмической опасности и риска района Токтогульского водохранилища представляет несомненный научный и практический интерес.

Цель диссертационной работы - количественная оценка сейсмической опасности и уязвимости жилых зданий и сооружений в районе Токтогульского водохранилища.

Задачи исследования:

1. анализ конструктивных типов зданий и сооружений по степени сейсмической уязвимости в районе Токтогульского водохранилища;
2. зонирование территории по уровню сейсмической уязвимости и риска жилой застройки;
3. определение пиковых значений ускорений грунтов для территории Токтогульского водохранилища на основе анализа данных по сейсмическим, сеймотектоническим и инженерно-геологическим характеристикам региона;

Научная новизна работы:

по специальности 05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения:

- теоретически обосновано влияние вертикальной составляющей сейсмической волны на здания и сооружения в районе исследования;
- выполнены расчеты на сейсмические нагрузки четырехэтажного кирпичного здания в г. Каракуль, проведенные программным комплексом «Ли́ра»;
- впервые проведена оценка сейсмической уязвимости и риска жилых зданий г.Каракуль и анализ уровня повреждений в населенных пунктах в районе водохранилища на основе карт

сейсмической интенсивности, построенных с применением вероятностных методов;

по специальности 25.00.10 – геофизика, геофизические методы поисков полезных ископаемых:

- проведена оценка вероятностной сейсмической опасности территории Токтогульского водохранилища и получены пиковые значения ускорений грунтов на фиксированных периодах 0.1с, 0.2с, 0.5, 1.0с с вероятностью превышения 2% и 10% за 50 лет;
- составлены вероятностные карты распределения максимальных ускорений в зоне Токтогульского водохранилища;

Основные положения диссертации, выносимые на защиту.

по специальности 05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения

1. Анализ уязвимости по существующим типам зданий и сооружений в зоне влияния Токтогульского водохранилища на основе результатов теоретических и экспериментальных данных.
2. Построение карты-схемы зонирования жилой застройки района исследования по величине сейсмического риска и конструктивной уязвимости.

по специальности 25.00.10 – геофизика, геофизические методы поисков полезных ископаемых

3. Построение вероятностных карт пиковых значений ускорений на фиксированных периодах 0.1с, 0.2с, 0.5, 1.0с с вероятностью превышения 2 % и 10 % в за 50 лет для оценки сейсмической опасности территории в районе Токтогульского водохранилища.

Личный вклад автора.

- Анализ уязвимости по существующим типам зданий и сооружений в зоне влияния Токтогульского водохранилища на основе результатов теоретических и экспериментальных данных.
- проведены расчеты на сейсмические нагрузки четырехэтажного кирпичного жилого дома в г. Каракуль»;
- проанализирован и обработан вероятностный сейсмический риск по величине конструктивной уязвимости жилых зданий и сооружений г. Каракуль и населенных пунктов в районе Токтогульского водохранилища;
- проведены расчеты, обработаны данные и выполнен анализ результатов по составлению вероятностных карт сейсмической опасности;

Достоверность полученных результатов. Научные результаты, положения и выводы обоснованы сопоставлением полученных данных с результатами других авторов, использованием при проведении экспериментов современной измерительной аппаратуры и апробированных методов сравнения экспериментальных данных, полученных в результате модельных и натурных исследований зданий и сооружений. Общепринятой международной методологией оценки сейсмического риска, основанной на ArcGIS технологии, применением для расчета на сейсмические нагрузки жилого здания специального программного комплекса «Лира».

Практическая значимость работы. Создание базы данных и оценка сейсмической опасности осуществлялись на основе использования новейшей методики (NORSAR), а также с применением программного средства ArcGis, позволяющей полнее использовать, модифицировать и дополнять исходную информацию по мере ее накопления, с целью более точной оценки сейсмической опасности в соответствии с изменением данных об уровне сейсмической опасности исследуемой территории.

Результаты этого исследования, созданная база данных, выводы и рекомендации предназначены для использования при проектировании и

возведении жилых зданий и ответственных сооружений в сейсмоопасных зонах. Они также могут служить основой повышения достоверности инженерно-геологической оценки территории возведения зданий и сооружений и прогнозирования развития природных и техногенных процессов в период строительства и при эксплуатации сооружений, а также для разработки новых критериев и организации грамотного и ответственного контроля над качеством проектирования и строительства жилых зданий и сооружений в районах с высокой сейсмической активностью.

Апробация работы и публикации. Результаты исследований были представлены и доложены на ряде международных и республиканских конференций и совещаний, в том числе:

- на пятой научно-технической конференции профессорско-преподавательского состава и студентов КГУСТА, посвященной году образования и молодежи, Бишкек, 2000г.
- на республиканской конференции «Проблемы строительства и архитектуры на пороге XXI века», Бишкек, 2000г.
- на первом съезде инженеров, Бишкек, 2002г.
- на первом Казахстанско-Японском семинаре «Проблемы предотвращения последствий разрушительных землетрясений», Алматы, 2001г.
- на втором Казахстанско-Японском семинаре по предотвращению последствий разрушительных землетрясений, Алматы, 2002г.
- на пятом Казахстанско-Китайском симпозиуме «Современная геодинамика и сейсмический риск Центральной Азии», Алматы, 2003г.
- на международной конференции «Проблемы сейсмологии III тысячелетия», Новосибирск, 2003г.
- на международной конференции «Проблемы механики и сейсмодинамики сооружений», Ташкент, 2004г.
- на международной научно-практической конференции «Гис в Центральной Азии» ГИСЦА-05, Бишкек, 2005г.
- на третьем международном симпозиуме «Геодинамика и геоэкология высокогорных регионов в XXI веке», Научная станция РАН в г.Бишкеке, 2005г.
- на второй международной научно-практической конференции «Гис в Центральной Азии» ГИСЦА-08, Бишкек, 2008

- на четвертом международном симпозиуме «Геодинамика и геоэкология высокогорных регионов в XXI веке», Научная станция РАН в г.Бишкеке, 2008г.

- на пятом международном симпозиуме «Геодинамика и геоэкология высокогорных регионов в XXI веке», Научная станция РАН в г.Бишкеке, 2011г.

- на шестой международной конференции «ГИС в Центральной Азии», КГУСТА, Бишкек, 2012г.

- на международной научно-практической конференции «Инновации в области строительства и образования: становление, проблемы, перспективы» 12-13 ноября, КГУСТА, Бишкек, 2012г.

- на международной научно-практической конференции «Насирдин Исанов – видный государственный деятель Кыргызской Республики. 1-2 ноября 2013г. КГУСТА, Бишкек, 2013г.

По теме диссертационной работы опубликовано 12 работ.

Структура и объем диссертации. Диссертация состоит из 4 глав, введения и заключения. Общий объем работы составляет 158 страницы, в том числе 9 таблиц, 48 рисунков и 134 наименований использованных литературных источников.

ГЛАВА 1

ОЦЕНКА СЕЙСМИЧЕСКОЙ ОПАСНОСТИ

1.1 Сейсмичность исследуемой территории

1.1.1 Историческая сейсмичность

Район Токтогульского водохранилища является уникальной естественной лабораторией для изучения влияния инженерной деятельности человека на сейсмичность, т.е. на формирование очагов возбужденных землетрясений.

Для выяснения вопроса о степени сейсмической опасности изучаемого района большой интерес представляют макросейсмические сведения об ощущавшихся, а главное, разрушительных землетрясениях.

Источниками макросейсмических данных являются как результаты обследования разрушительных землетрясений, так и историко-археологические сведения о них в прошлом. Малая населенность изучаемого района в прошлом и скудность исторических материалов позволяют иметь более или менее достоверные сведения о сильных землетрясениях на его территории только за последние 80-100 лет [68,69].

Первые исторические сведения о разрушительных землетрясениях исследуемого района относятся к Ферганской долине. По летописным источникам известны землетрясения 838-839гг. н.э. в районе г.Ферганы и землетрясение 1620г., при котором был полностью разрушен г.Ахсы, располагавшийся по правому берегу р.Сыр-Дарьи у слияния ее с рекой Касан-Сай [68]. Здесь же сообщается о землетрясении, разрушившем старейший город Ферганской долины Коканд в 1822 или 1823гг. Все они относятся к густонаселенной Ферганской долине. Для более позднего времени имеются сведения о землетрясениях и из других частей района исследования.

Землетрясения с силой 7 и более баллов происходили в 1883г., 1885г., 1897г., 1902г., 1903г, 1924г, 1927г., 1946г., 1971г., 1974г., 1988г., 1992г.

Сильные землетрясения изучаемого района.

1. Беловодское землетрясение 1885г. 2 августа 21ч 20 мин. $K=16,5$, $M=6,9$, $H=15$ км с интенсивностью в эпицентре 8-9 баллов.
2. Андижанское землетрясение 1902г. 16 декабря 05ч 07 мин., $K=15,6$, $M=6,4$, $H=6-13$ км – 9 баллов.
3. Аимское землетрясение 1903г. 28 марта, 08ч 55мин.10сек, $K=15$, $M=6,1$, $H=14$ км – 8 баллов.
4. Куршабское землетрясение 1924г. 6 июля, 18ч 31мин 51сек, $K=15,3$, $M=6,4$, $H=22$ км – 7-8 баллов.
5. Куршабское землетрясение 1924г. 12 июля, 15ч 12мин 35сек, $K=15,6$, $M=6,5$, $H=14$ км – 8-9 баллов.
6. Наманганское землетрясение 1927г. 12 августа 10ч. 22мин. 47сек, $K=14,8$, $M=6,0$, $H=14$ – 8 баллов.
7. Чаткальское землетрясение 1946г. 2 ноября 18ч 28мин. 30сек, $K=17,5$, $M=7,5$, $H=30$ – 9-10 баллов.
8. Чаткальское землетрясение 1971г. 28 октября 13ч 30мин 55сек, $K=14,0$, $M=5,6$, $h=17$ км – 6-7 баллов.
9. Куршабское землетрясение 1974г. 20 февраля 11ч 43мин 04,9 сек, $K=13,2$, $M=5,1$, $H=15$ км – 6-7 баллов.
10. Кочкор-Атинское землетрясение 1992г 15 мая 08в 07мин 59,1сек. $K=15,3$, $M=6,3$, $H=10$ км – 8 баллов.
11. Шамалдысайское землетрясение 1988г. 21 декабря 01ч 21 мин. 03,8сек, $K=12,9$, $M=4,8$, $H=10$ км – 6 баллов.

На рисунке 1.2. приведена карта распределения эпицентров перечисленных исторических землетрясений в районе исследования – на территории, прилегающей к Токтогульскому водохранилищу.

Беловодское землетрясение произошло в 1885г. 2 августа в 21 час 20 мин. ($\varphi=42,70$; $\lambda=74,10$), $K=16,5$, $M=6,9$, $H=15$ в северных предгорьях Киргизского

хребта и его предгорьях с силой в эпицентре 9-10 баллов [24]. Землетрясение проявилось на значительной площади с востока на запад от Джаркента (Панфилов) до Ташкента и от южных окраин оз. Балхаш до Андижана с севера на юг

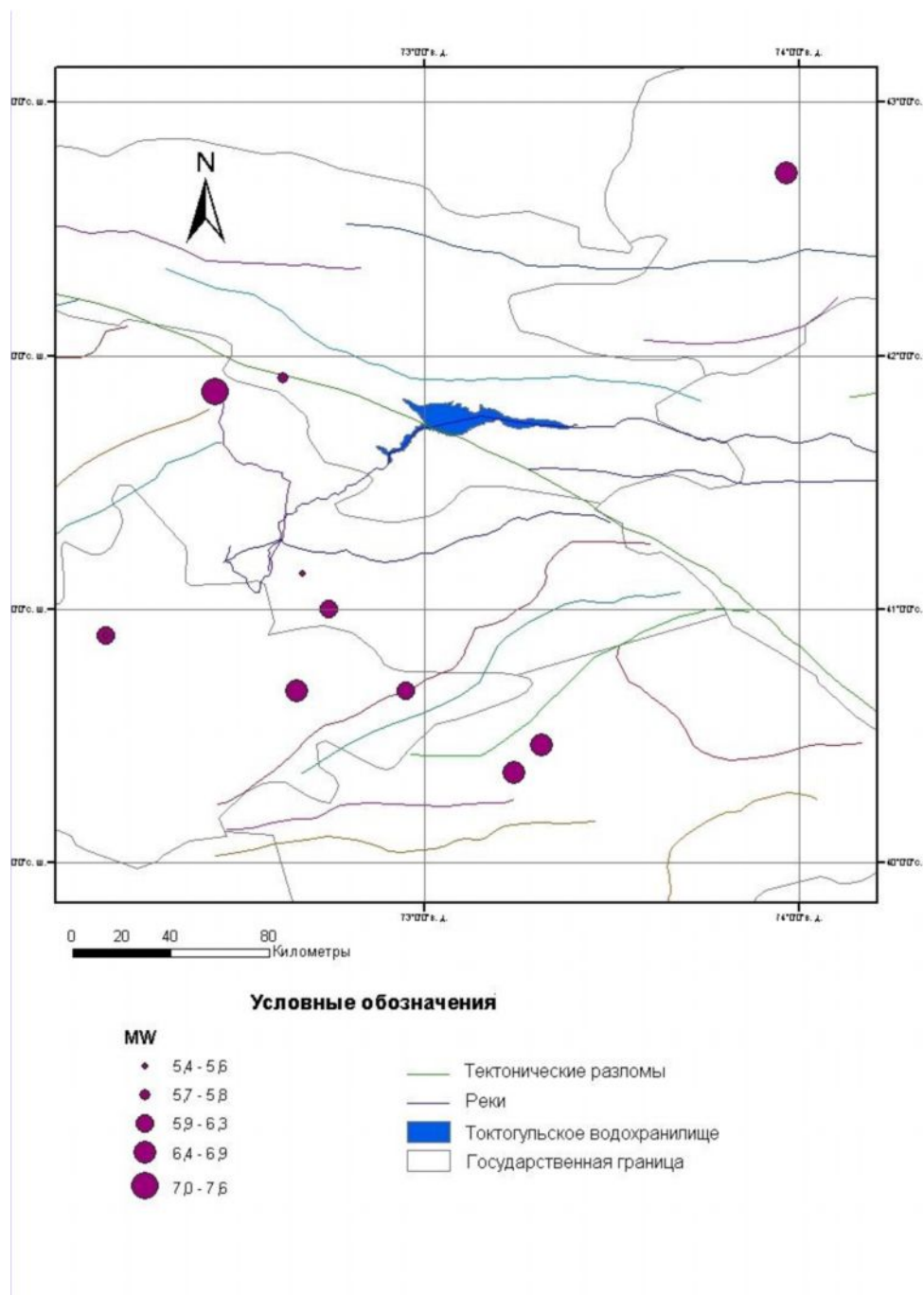


Рис.1.1. Карта распределения эпицентров исторических землетрясений в районе исследования на территории, прилегающей к Токтогульскому водохранилищу.

Беловодское землетрясение ощущалось большим количеством афтершоков, которое после основного толчка продолжалось в течение 5-6 месяцев ежедневно [24].

Андижанское самое сильное из известных землетрясений Ферганской долины.. Его девятибалльная изосейста оконтуривает площадь в 600 км². Эта изосейста имеет вытянутую форму с юго-запада на северо-восток. Последующие изосейсты приближаются по форме к окружности [69].

Аимское землетрясение 1903г. 28 марта в 08ч 55мин.10сек, ($\varphi=40,80$; $\lambda=72,70$), $K=15,0$, $M=6,1$, $H=14$ км – 8 баллов.

Куршабское землетрясение произошло в 1924г. 6 июля в 18ч 31мин 51сек, ($\varphi=40,50$; $\lambda=73,10$), $K=15,3$, $M=6,4$, $H=22$ км с интенсивностью в эпицентре 7-8 баллов [65]

Куршабское землетрясение, произошедшее в этом же 1924году 12 июля в 15 час. 12 мин. 35 сек ($\varphi=40,60$; $\lambda=73,20$) $K=15,6$, $M=6,5$, $H=14$ с силой в эпицентре 8-9 баллов [24].

Эллипсообразные изосейсты вытянуты в северо-восточном и юго-восточном направлениях вдоль активных структур Алая. Затухание 8 балльной интенсивности равномерно в юго-восточном и северо-западном направлениях, 7 балльной – больше в юго-восточном направлении.

Наманганское землетрясение произошло в 1927г. 12 августа в 10 час. 22 мин. 47 сек ($\varphi=41,00$; $\lambda=71,60$), $K=14,8$, $M=6,0$, $H=14$. Сила в эпицентре 8 баллов. Изосейсты эллипсообразные субширотного направления, вытянуты вдоль зоны Северо-Ферганского активного разлома. Затухание интенсивности большое в восточно-северо-восточном направлении [24].

Чаткальское землетрясение произошло в 1946г. 2 ноября в 18ч 28мин. 30сек ($\varphi=41,9$; $\lambda=72,00$), $K=17,5$, $M=7,5$, $H=30$ с силой в эпицентре 9-10 классов.

Плейстосейстовая область Чаткальского землетрясения по протяженности 80-100км, средняя ширина 15км включает южную часть Кетмень-Тюбинской

впадины и примыкающий к ней участок у р. Нарын до впадения в нее р. Кара-Су-Западная, район оз. Сары-Челек и Атойнокский массив.

Наибольшие разрушения строений в юго-восточной части эпицентральной зоны имели место в населенных пунктах, расположенных на юге Кетмень-Тюбинской впадины и близлежащих к ней участках долины р. Нарын. Самые значительные обвалы скальных пород и срывы суглинков произошли на правом берегу р. Нарын. В плейстосейстовой зоне площадью 1500км^2 были полностью разрушены все постройки, произошли очень крупные деформации земной поверхности.

Изосейсты дугообразные, вытянуты в юго-западном направлении вдоль Атойнокской зоны и юго-восточном вдоль Таласо-Ферганской зоны разлома. Темпы затухания интенсивности в северо-восточном и юго-восточном направлениях в сегменте Атойнокского разлома и в юго-западном направлении в сегменте Таласо-Ферганского разлома [68].

Чаткальское землетрясение произошло в 1971г. 28 октября в 13ч 30мин 55сек ($\varphi=41,96$; $\lambda=72,25$), $K=14,0$, $M=5,6$, $H=17\text{км}$ в районе Чаткальского хребта с силой в эпицентре 6-7 баллов.

Изосейсты эллипсообразные, вытянуты в северо-западном и юго-восточном направлениях вдоль активных структур Таласо-Ферганского разлома. Отношение большой и малой осей первой изосейсты составляет 1,67. Темпы затухания интенсивности 5,5 баллов большие в юго-восточном и северо-восточном направлениях. Разрыв очага имеет юго-западный азимут падения под углом $\approx 18^\circ$ и наклонение по простиранию в северо-западном направлении под углом $\approx 43^\circ$ [24].

В 1974 году 11 января в 22 ч 44мин 56,8 сек, в центральной части Чаткальского хребта произошло землетрясение ($\varphi=41,60$; $\lambda=70,70$), $K=12,2$, $M=4,6$, $H=5\text{км}$ с силой в эпицентре 6 баллов. Сотрясения от землетрясения ощущались на расстоянии до 218км [24].

Куршабское землетрясение произошло в 1974г. 20 февраля в 11ч 43мин 04,9 сек ($\varphi=42,72$; $\lambda=75,25$), $K=13,2$, $M=5,1$, $H=15\text{км}$ в восточной части

Ферганской долины, недалеко от г. Ош с интенсивностью в эпицентре 6-7 баллов. Сотрясения ощущались на расстоянии до 337км. Наиболее сильные землетрясения в 6-7 баллов наблюдались в радиусе 13км.

Изосейсты эллипсообразные, вытянуты в восточном-северо-восточном и западном-юго-западном направлениях вдоль Южно-Ферганского разлома. Отношение большой и малой осей первой изосейсты составляет 1,67. Темпы затухания интенсивности большие в юго-восточном и восточном направлениях. Разрыв очага имеет северо-западный азимут падения под углом $\approx 17^\circ$ и наклонение по простиранию в юго-восточном направлении под углом $\approx 39-51^\circ$ [24].

Кочкор-Атинское землетрясение произошло в 1992 году 15 мая в 08ч 07мин 59,1сек ($\varphi=41,10$; $\lambda=72,42$) $K=15,3$, $M=6,3$, $H=10$ км в Джалалабадской области, в пределах Фергано-Атойнокской сейсмогенерирующей зоны с силой в эпицентре 8 баллов.

Зона максимальных разрушений вытянута в субширотном направлении до 40км и шириной до 5-7км и имеет форму дуги с незначительным изгибом к северо-западу.

Изосейсты эллипсообразные, вытянуты в северо-восточном и юго-восточном направлениях вдоль зоны Северо-Караункурского разлома. Отношение большой и малой осей первой изосейсты равно 2,46. Темпы затухания интенсивности большие в северном и юго-западном направлениях. Разрыв очага имеет юго-восточный азимут падения под углом $\approx 36-41^\circ$ и наклонение по простиранию в северо-восточном направлении под углом $\approx 39^\circ$.

Шамалдысайское землетрясение произошло в 1988г. 21 декабря в 01ч 21 мин. 03,8сек. ($\varphi=41,23$; $\lambda=72,32$), $K=12,9$ $M=4,8$, $H=10$ км к югу от Токтогульской ГЭС с интенсивностью 6 баллов [24]

Изосейсты эллипсообразные, вытянуты в северо-восточном и юго-западном направлениях вдоль зоны Северо-Ферганского разлома. Отношение большой и малой осей первой изосейсты составляет 1,38. Темпы затухания интенсивности большие в юго-восточном и юго-западном направлениях.

Разрыв очага имеет северо-западный азимут падения под углом $\approx 45-50^\circ$ и наклонение по простиранию в северо-восточном направлении под углом $\approx 45-60^\circ$ [24].

По итогам сейсмологических исследований горное обрамление Северо-восточной Ферганы входит в состав Чаткало-Ферганской эпицентральной зоны, включающей Чаткальский, Нарынский и Карасуйский сейсмоактивные зоны. На общую закономерность проявления сейсмичности района влияют как Таласо-Ферганский разлом, отделяющий «пассивные» (каледониды Северного Тянь-Шаня) и «активные» (герциниды Южного Тянь-Шаня) в сейсмическом отношении участки, а также Атойнокский разлом, разделяющий складчатые системы Срединного и Южного Тянь-Шаня. Таласо-Ферганский разлом отделяет не только складчатые системы различного строения, но и довольно близко соответствует границам равноскоростных участков мантии [45], а также служит границей раздела блоков с различными скоростными свойствами верхней части земной коры [97].

Первая информация о сейсмичности по инструментальным наблюдениям Ферганского региона имеются с 1924 года (по данным региональной сети сейсмических станций Средней Азии). Сведения о землетрясениях с энергетическим классом $K \geq 12$ получены за период 1929-1949 гг., а с $K \geq 10$ и 11 за 1950-1961 гг.

В 1957-1959 гг. сейсмичность бассейна р. Нарын изучалась комплексной экспедицией (КСЭ) Института физики Земли АН СССР с участием отдела сейсмологии АН Кирг. ССР [68].

Детальные сейсмологические исследования в районе Токтогульского водохранилища и прилегающих к нему участках начаты с 1960 г. В связи с разработкой плана строительства гидротехнических сооружений на р. Нарын комплексной сейсмологической экспедицией ИФЗ АН СССР совместно с отделом сейсмологии, впоследствии Институтом сейсмологии Кирг. ССР.

За время сейсмологических исследований с 1962 по настоящее время наряду с успехами в изучении пространственно-временных распределений

слабых и сильных землетрясений, детального изучения кинематических и динамических характеристик сейсмических колебаний, усовершенствовалась точность определения эпицентров, и увеличилось число регистрируемых землетрясений. И с 1962г. имеются сведения о землетрясениях с $K \geq 8$.

Было выявлено, что места повышенной сейсмической активности по инструментальным данным настоящего времени по пространственному распределению совпадают с зонами, выделяемым по палеосейсмическим признакам. Именно на сейсмоактивных участках Карасуйском, Нарынском и Сарычелекском имеются следы значительных землетрясений, происшедших в голоцене [69].

С целью выяснения влияния массы воды Токтогульского водохранилища на сейсмичность района с 1978-1983гг. велись наблюдения по детальной инструментальной сети советских и американских сейсмических станций сейсмологами Института сейсмологии АН Кирг. ССР, ИФЗ АН СССР и Колумбийского университета США. В результате этих исследований зарегистрированы слабые землетрясения с магнитудой $M=1 \div 3$, необходимых для обобщения закономерностей проявления сейсмичности района.

Сейсмичность всего района за период 1965-1978гг. оставалась практически неизменной. Нормированное число землетрясений энергетического класса $K=10$ - величина сейсмической активности A_{10} была неизменной (среднее значение $A_{10}=30$).

Максимальная величина уровня сейсмической активности $A_{10}=0,66$ соответствовала середине 1980г. В последующие 1981-1982гг. сейсмическая активность района стала снижаться $A_{10}=0,31$, что соответствовало многолетним наблюдениям.

1.1.2 Сейсмичность территории Токтогульского водохранилища за период 1961-2010гг.

В последнее время все больше внимания уделяется проблеме исследования сейсмичности территории крупных водохранилищ, расположенных в сейсмически активных областях [15,19,22,26,41,42,50,54,68,69,74,75,98].

В связи с тем, что сейсмичность в районе каскада Нарынских ГЭС, в том числе в районе Токтогульского водохранилища до строительства плотины Токтогульского гидроузла, во время заполнения одноименного водохранилища и после начала его непрерывной эксплуатации должна иметь, вероятно, свои особенности, то соответственно в рамках этих временных отрезков решено рассматривать исходные данные.

В настоящем разделе рассматривается определение сейсмичности территории Токтогульского водохранилища за разные интервалы времени: до строительства водохранилища (1961-1973гг.), во время его интенсивного заполнения (1974-1980гг.) и со времени начала непрерывной эксплуатации по настоящее время (1981-2010гг.).

Территория, где расположен каскад Нарынских ГЭС, считается сейсмически активной в Центральной части Тянь-Шаня. Здесь интенсивно проявляются новейшие и современные тектонические движения. Наличие крупных разломов, наиболее важным из которых является Таласо-Ферганский разлом, значительно осложняет сейсмическую обстановку исследуемой территории [5,42].

Как известно, с 1961г. были начаты работы по исследованию территории нижнего течения реки Нарын под строительство плотин каскада Нарынских ГЭС [68,69]. В 1973г. было завершено строительство Токтогульской ГЭС, и к концу этого года начался процесс заполнения Токтогульского водохранилища. Период времени с 1961 по 1973гг. в связи с этим выделен нами для

исследования сейсмичности территории Токтогульского водохранилища до строительства данного объекта.

Конец 1973г., начало 1974г. и до 1980г. – это период времени интенсивного заполнения Токтогульского водохранилища [54,68]. Интервал времени с 1974-1980гг. принят таким образом за время заполнения данного водохранилища и соответственно будет рассматриваться сейсмичность за время его заполнения.

Третий период с 1981г. по 2010гг. взят за время стабильной эксплуатации Токтогульского водохранилища.

Для исследования сейсмичности территории Токтогульского водохранилища был использован каталог землетрясений по выбранным периодам времени 1961-1973гг., 1974-1980гг., 1981-2010гг. Для удобства сравнения на картах сейсмичности за период до строительства 1961-1973гг. Токтогульское водохранилище также отмечено.

С целью определения распределения землетрясений на территории Токтогульского водохранилища по глубинам их очагов были составлены карты эпицентров по глубинам до 5км, от 5 до 10км, 10-15, 15-20 и 20-25км. На рис.1.2 показана карта эпицентров землетрясений с глубиной до 5км вокруг контура будущего Токтогульского водохранилища за период 1961-1973гг. На карте видно, что землетрясения в большинстве своем слабые с энергетическим классом $K \leq 10$. Основные места скопления эпицентров - это зона действия краевого Таласо-Ферганского разлома, Нарыно-Чичканской поперечной зоны, в местах пересечения Таласо-Ферганского разлома с линией Николаева и иных второстепенных разломов.

Территория вокруг Токтогульского водохранилища также разделена на контуры, проведенные на расстоянии 5, 10, 15, 20 и 25км (рис.1.2). Это было сделано с целью определения сейсмичности при площадном распределении эпицентров землетрясений вокруг водохранилища, т.е. по данным контурам также можно видеть, как меняется картина

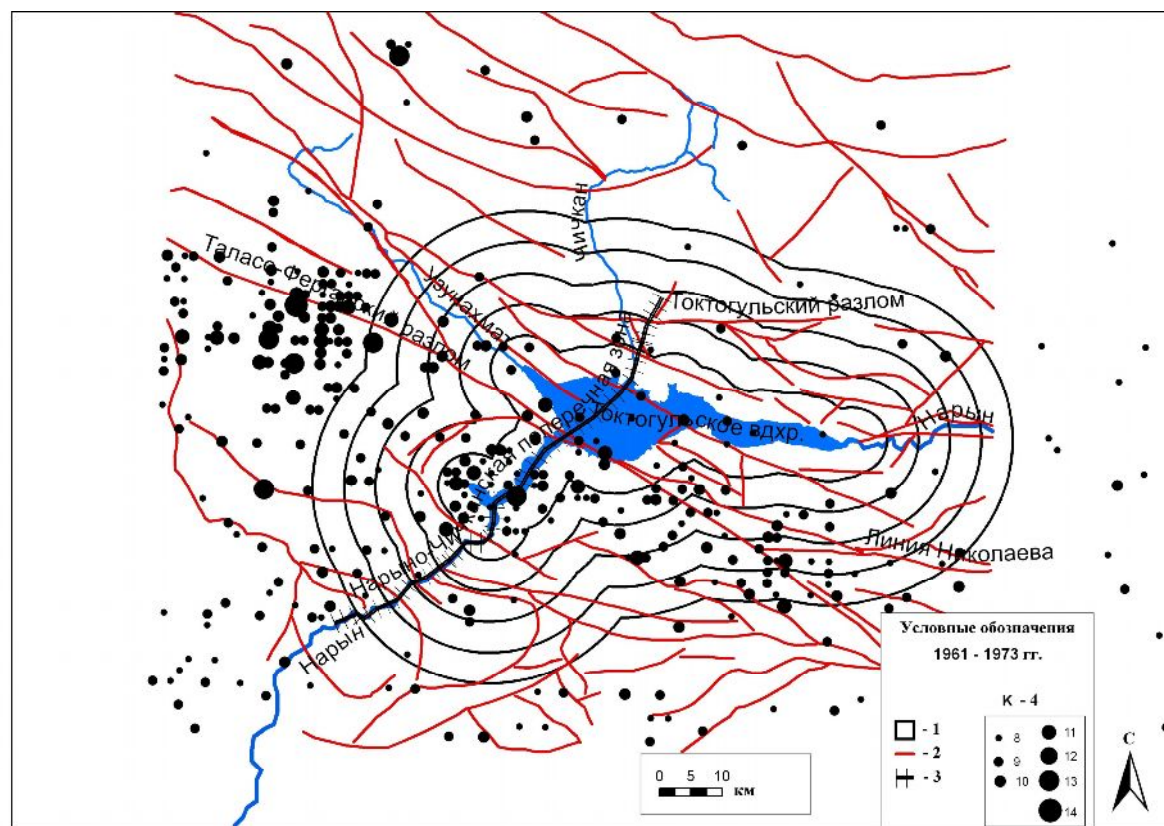


Рис.1.2. Карта эпицентров землетрясений на территории Токтогульского водохранилища за период 1961-1973гг.
 1 – оконтуренные площади; 2 – разломы; 3 – Нарыно-Чичканская поперечная зона; 4 – энергетический класс

распределения эпицентров землетрясений в пространстве. Здесь на этом рисунке видно, что в пределах контура до 25км вокруг будущего водохранилища имели место в основном слабые землетрясения с энергетическим классом $K \leq 10$ и только в районе четвертого контура на расстоянии от 15 до 20км два землетрясения с $K=11$.

Следует заметить, что с увеличением глубины возрастает число землетрясений энергетического класса $K \geq 10$ и сосредоточены они в пределах первого контура, вблизи от места будущего водохранилища. На рисунках 1.2.-1.3. картина распределения эпицентров землетрясений в диапазоне глубин 5-10км, 10-15км примерно одинакова. Группирование очагов землетрясений наблюдается к северо-западу от водохранилища, причем для глубины 10км землетрясения энергетического класса $K=10-12$. С возрастанием глубины появляется землетрясение с $K=13$ и, что следует заметить, эпицентр его находится в пределах последнего контура, т.е. в 20-25км по контуру от территории будущего водохранилища (рис.1.2). Области скопления эпицентров охватывают зону влияния Нарыно-Чичканской поперечной зоны к юго-западу от Токтогульского водохранилища. Полоса сгущения занимает также область к юго-востоку от него по глубинному Таласо-Ферганскому разлому. Здесь на глубине от 10-15км произошло наибольшее количество землетрясений с $K=12-13$. Число землетрясений с глубиной 15-20км незначительно. Они проходят небольшой полосой вдоль глубинного Таласо-Ферганского разлома. В пределах обозначенных контуров землетрясения с $K=10-12$. Эпицентр землетрясения с энергетическим классом $K=14$ находится за пределами контуров в зоне действия Таласо-Ферганского разлома. Меньше всего очагов землетрясений с глубиной 20-25км (рис.1.2.-1.4).

Таким образом, за период 1961-1973гг. наибольшее количество слабых землетрясений ($K \leq 10$) сосредоточено на глубине до 5км. Сгущение эпицентров имеет место в зоне действия Нарыно-Чичканской поперечной зоны, вдоль линии глубинного Таласо-Ферганского разлома в направлении с северо-запада на юго-восток.

Рассмотрим теперь карты сейсмичности за период заполнения Токтогульского водохранилища 1974-1980гг (рис.1.3). На рисунке 1.3 видно, что землетрясения с глубиной до 5км появляются в районе к юго-востоку от водохранилища, причем очагов с энергетическим классом $K=12$ меньше, чем за период до строительства и заполнения водохранилища, и расположены они на близлежащих к водохранилищу контурах, т.е. на расстоянии 5-10км от него. Этому отрезку времени соответствует уменьшение числа землетрясений с большими глубинами. Резко уменьшается количество землетрясений с глубиной от 5-10км (рис.1.3). Небольшое сгущение эпицентров наблюдается вдоль зоны действия Нарыно-Чичканской поперечной зоны к юго-западу от Токтогульского водохранилища, а также к северо-западу от водохранилища в районе, примыкающем к краевому Таласо-Ферганскому разлому. Небольшое скопление землетрясений с глубинами от 10-15км (рис.1.2-1.3) имеет место в районе к юго-востоку от водохранилища в местах пересечения второстепенных тектонических разрывов.

Также как и для предыдущих периодов времени, для следующего промежутка времени после заполнения водохранилища и начала его эксплуатации по настоящее время (1981-2010гг.) характерно большое количество слабых землетрясений с глубинами до 5км и с $K=10-11$ вблизи и непосредственно под самим водохранилищем (рис.1.4). Следует заметить, что здесь также имеют место и эпицентры двух землетрясений с $K=15$ и $K=13$ и глубиной до 5км и 10-15км соответственно. Они расположены в пределах последнего контура. Эпицентры землетрясений проходят полосой сгущения вдоль глубинного Таласо-Ферганского разлома в направлении с северо-запада на юго-восток, вдоль Нарыно-Чичканской поперечной зоны, в районе к юго-востоку от водохранилища, в области пересечения Таласо-Ферганского разлома с линией Николаева, а также иных второстепенных разломов. Интересно отметить, что для данного временного периода, в отличие от предыдущих отрезков времени, характерно появление большого пятна сгущений эпицентров к северо-востоку от водохранилища за пределами выделенных контуров.

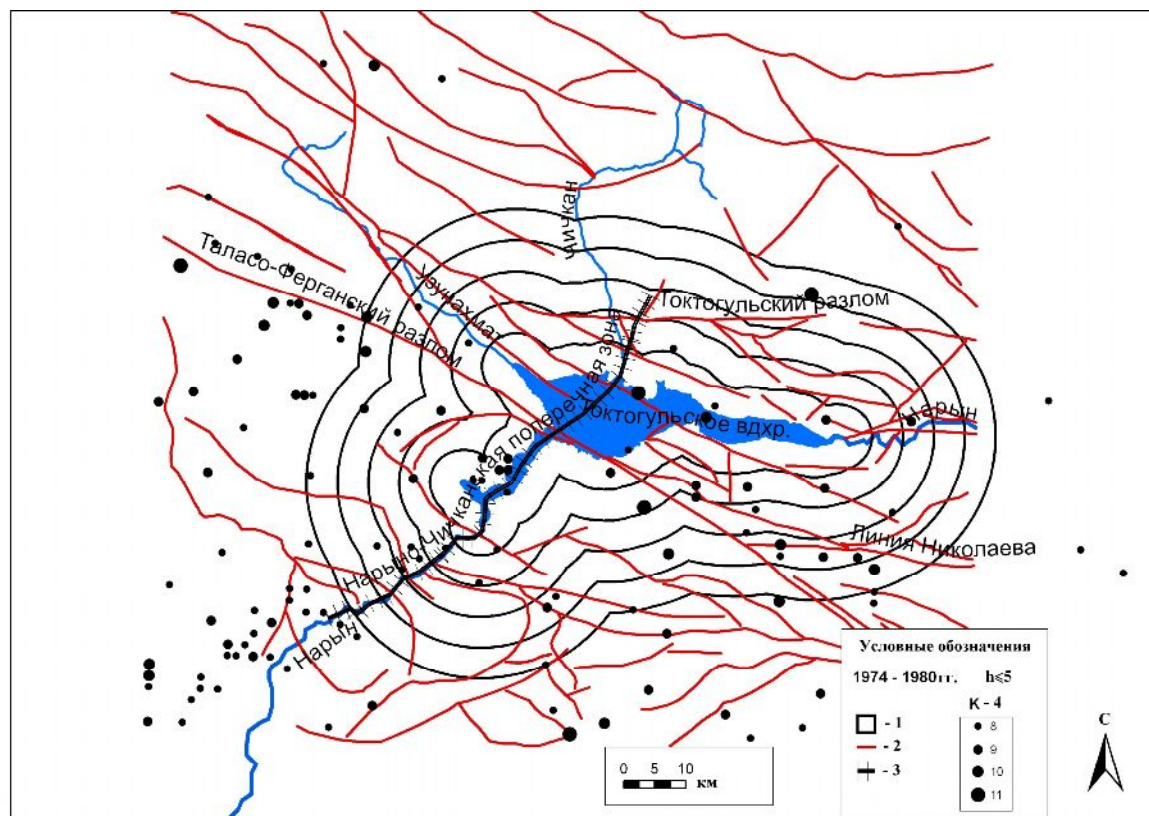


Рис. 1.3. Карта эпицентров землетрясений с глубиной до 5км вокруг Токтогульского водохранилища за период 1974-1980гг.

1 – оконтуренные площади; 2 – разломы; 3 – Нарыно-Чичканская поперечная зона; 4 – энергетический класс

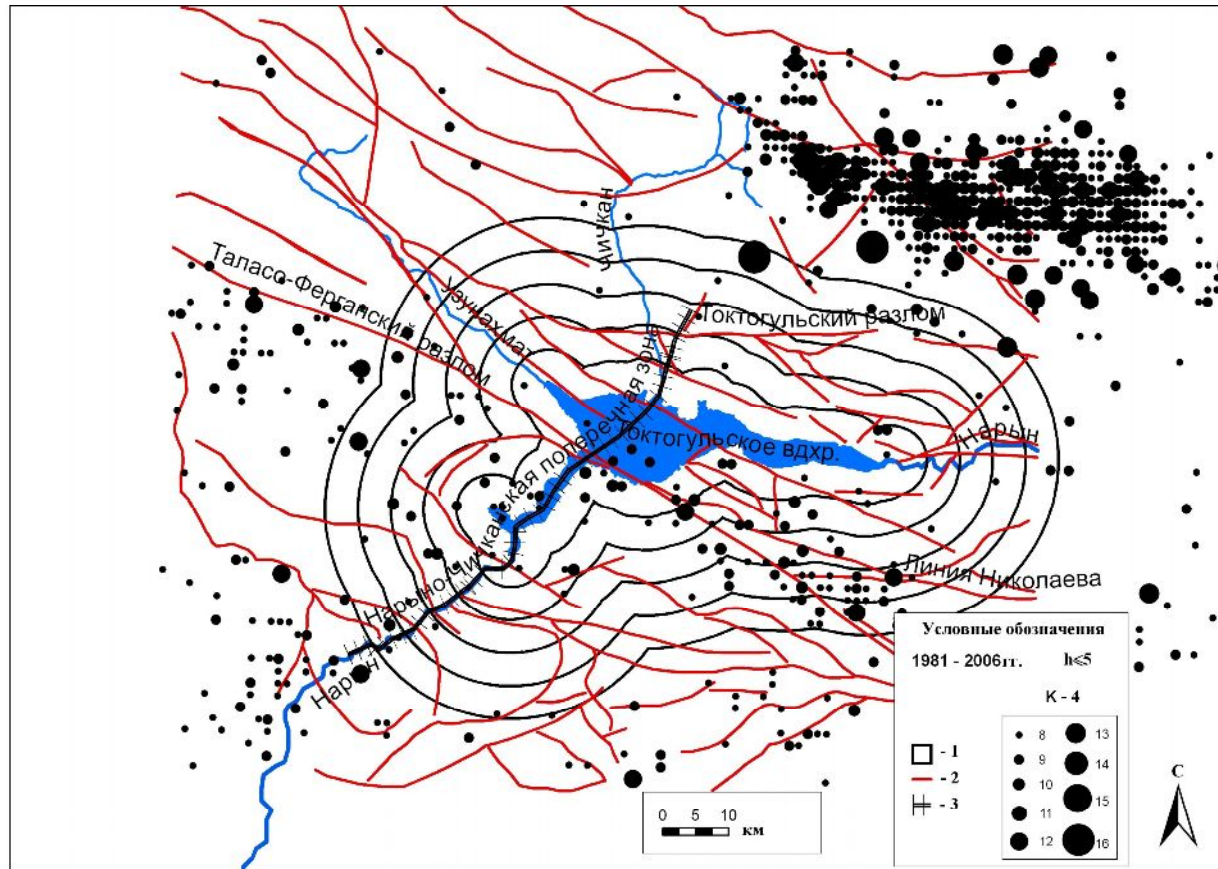


Рис.1.4. Карта эпицентров землетрясений с глубиной до 5км вокруг Токтогульского водохранилища за период 1981-2010гг.

1 – оконтуренные площади; 2 – разломы; 3 – Нарыно-Чичканская поперечная зона; 4 – энергетический класс

Они приурочены к зонам действия различных тектонических нарушений. Землетрясения, произошедшие здесь, с энергетическим классом $K=10-12$; среди них встречаются эпицентры с $K=13-15$. На рисунке 1.4 землетрясения с $K=10-12$, глубиной от 5-10км расположены в основном на расстоянии более 5км от границ водохранилища. Здесь видно явно четкое распределение очагов землетрясений в районе, прилегающем к зоне Таласо-Ферганского разлома к северо-западу от водохранилища, также в направлении по данному разлому к юго-востоку от Токтогульского водохранилища. Количество землетрясений с глубиной 10-15км уменьшается (рис.1.4). Эпицентры распределились следующим образом. Очаги слабых землетрясений ($K \leq 10$) расположены ближе к водохранилищу. Исключением является землетрясение с энергетическим классом $K=13$, эпицентр которого находится в пределах третьего контура, т.е. на расстоянии 10-15км по контуру от водохранилища. Очаги землетрясений с $K=12$ занимают полосу вдоль глубинного Таласо-Ферганского разлома к северо-западу от Токтогульского водохранилища. Большое пятно сгущений, имевшее место на глубинах 5-10км, здесь на глубине 10-15км значительно меньше (рис.1.4). Небольшое скопление эпицентров наблюдается вдоль Нарыно-Чичканской поперечной зоны, а также в местах пересечения линии Николаева с разломами второго порядка.

Как было отмечено выше, число землетрясений с глубиной 15-20км резко снижается (рис.1.4). Так, небольшое скопление очагов слабых землетрясений имеет место в районе прохождения Нарыно-Чичканской поперечной зоны к юго-западу от Токтогульского водохранилища. Известно, что в исследуемый период времени 1981-2010гг. произошло 9-балльное Суусамырское землетрясение 1992 года 19 августа с координатами $\varphi=42^{\circ}07'$, $\lambda=73^{\circ}63'$, магнитудой $M=7,3$, глубиной $h=25$ км (рис.1.4). На рис.1.4 землетрясения с глубинами 20-25км проявились небольшой группой. Эпицентр Суусамырского землетрясения отмечен в этой группе в северо-восточном направлении от Токтогульского водохранилища.

Рассмотрим теперь, проявление сейсмичности вблизи Токтогульского водохранилища в зависимости от изменения уровня воды в водохранилище.

На рисунке 1.6 видно, что в районе наблюдения в пределах контура до 25км от Токтогульского водохранилища для периода времени до его строительства 1961-1973гг. происходит в среднем около 15-20 землетрясений ($8 \leq K \leq 12$) ежегодно. Исключением является 1970 год, когда на этом участке было зафиксировано более 30 землетрясений с энергетическим классом $K=8-11$.

Кривая уровня воды по Токтогульскому водохранилищу начинается с 1975г., поскольку соответствующие данные по заполнению имеются только с 1975 года. По мере наполнения водохранилища, а на графике, как было уже сказано, это происходит с 1975 года, замечено увеличение слабых землетрясений к концу 1975, 1976, 1977 годов по сравнению с началом этих же лет. С 1978 года при дальнейшем наполнении водохранилища вплоть до достижения уровня воды у плотины отметки 180-185м в 1980 году количество землетрясений не превышает обычного среднего уровня за прошлые годы – 15-20 толчков в течение года. К концу 1980г. при отметке уровня воды 180м замечено небольшое увеличение количества слабых землетрясений с энергетическим классом $K=8-10$. В пределах исследуемой площади в 25км по контуру от водохранилища 1981-1984 годы отмечены наименьшим количеством сейсмических событий – 10-12 событий при пологом участке кривой уровня воды и небольшом его спаде к концу 1982 года. В начале 1985 года при достаточно ровном отрезке кривой уровня воды, заметно повысилось количество сейсмических толчков. В 1986г. снова спад активности на уровне 10-12 землетрясений. Затем в конце 1988г. через три месяца после подъема воды до отметки 188м (август месяц) произошло оживление сейсмичности с увеличением суммарного годового числа толчков до 23, что в два раза выше предыдущих лет. 1989-1990гг. отмечены снижением числа происшедших землетрясений до 10-12 событий. После незначительного снижения уровня воды весной 1991г. имело место сразу несколько слабых землетрясений. В 1992г. повышение уровня воды с июня по август на 6м сопровождалось

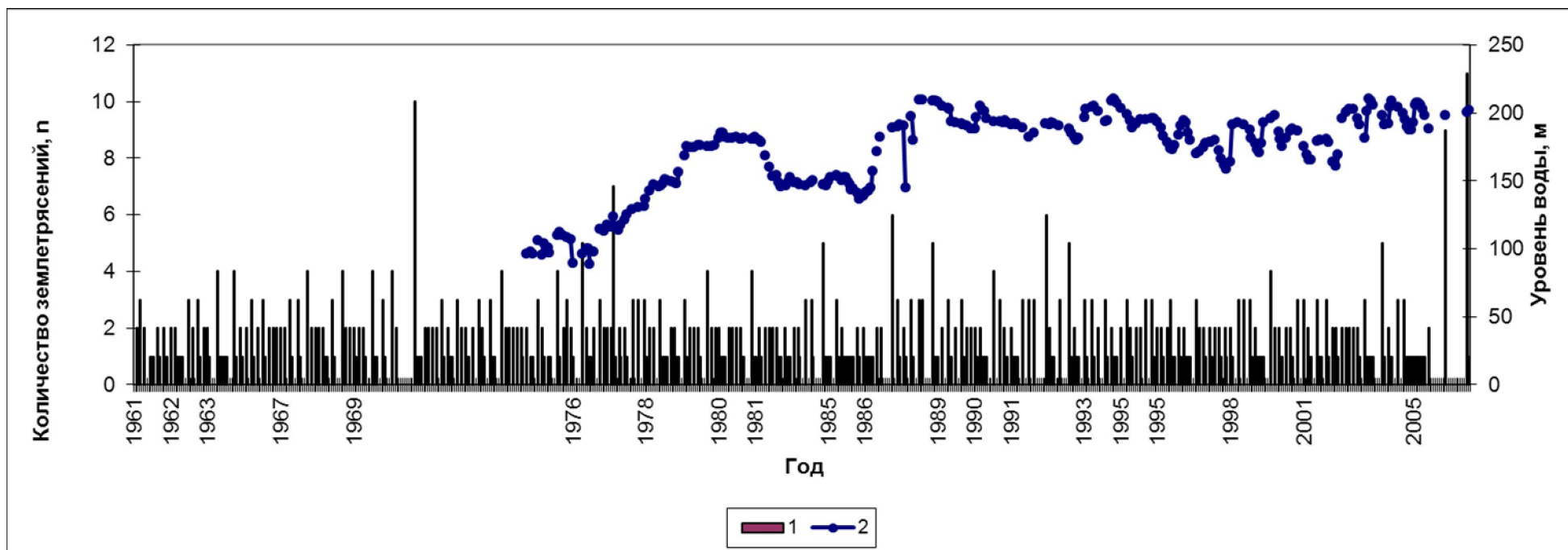


Рис. 1.5. График изменения уровня воды у плотины Токтогульского водохранилища и количества землетрясений с энергетическим классом $K \geq 8$, зарегистрированных в пределах контура до 25км от водохранилища за 1961-2010гг.

1 – количество землетрясений; 2 – уровень воды.

увеличением количества землетрясений до 6 толчков. Как известно в этом году 19 августа 1992г. произошло Суусамырское землетрясение с магнитудой $M=7,3$. Четыре землетрясения из шести произошли 19 и 20 августа, но говорить о том, что они непосредственно связаны с этим историческим событием, все же, сложно. Но тем не менее за 1992г. по сравнению с последующими годами на рассматриваемой площади произошло больше землетрясений (22) с энергетическим классом $K \leq 10$. Кривая уровня воды в начале 1993г. показывает максимум землетрясений в начале (5 толчков) и почти ровный на уровне 1-2 землетрясений до конца года. На 1994г. приходится немного землетрясений. Изменение уровня воды не влечет каких-либо изменений в происхождении землетрясений: их число не превышает 1-2 толчков в месяц, составив в год 11 событий. 1995г. отмечен большим количеством сейсмических толчков. В месяц в среднем происходило 2-3 события с энергетическим классом $K \leq 10$, причем они имели место при достаточно небольших изменениях уровня воды в водохранилище, как в сторону небольшого повышения, так и незначительного сезонного понижения. 1996-1997гг. оказывается относительно спокойным по числу произошедших землетрясений 1-2 в месяц. Конец 1998г. после повышения уровня воды в Токтогульском водохранилище со 164м в июне до 191-193м в сентябре наметился небольшим оживлением сейсмической активности. За два последних месяца (ноябрь-декабрь) произошло 6 слабых землетрясений. В 1999-2001гг. небольшие сезонные колебания уровня воды не сказываются на гистограмме количества землетрясений, т.е. сохраняется обычный сейсмический фон - 1-2 толчка в месяц. 2002 год тоже относительно спокойный. Сезонное повышение воды на уровне 5-7м в августе по сравнению с июнем месяцем никак не сказывается на кривой количества землетрясений. Для 2003г. имеется один максимум на гистограмме количества землетрясений. Он приходится на время после того, как уровень воды в течение трех месяцев (февраль, март, апрель) упал на 10м с отметки 191м до 181м. Здесь в течение мая месяца произошло сразу 3 землетрясения. За все остальные месяцы происходит примерно по 1 событию в месяц. Повышение уровня воды в

течение одного месяца сразу на 9м в этом же году никаких движений в возникновении землетрясений не повлекло. Начало 2004г. отмечено максимумом землетрясений после снижения уровня воды с 206м в конце 2003г. до 198м в феврале 2004г. Дальнейшие колебания уровня воды не влекут никаких изменений в происхождении сейсмических толчков и до конца года сохраняется средний сейсмический фон на уровне 1-2 толчков в месяц. Для 2005г. только в первом месяце имело место 3 землетрясения, до конца года происходит по 1 землетрясению ежемесячно, причем колебания уровня воды на уровне 5-6м не сказываются на изменении количества землетрясений. В 2006г. ситуация с сейсмичностью резко отличается по сравнению с предыдущими годами. Здесь на гистограмме количества землетрясений видны два пика. Один относится к моменту, когда после трехмесячного постепенного повышения уровня воды в водохранилище с отметки 188м в марте до 197м в июле происходит 9 землетрясений. Другой момент соответствует августу месяцу, когда не было совершенно никаких резких колебаний уровня воды, и тем не менее, в рассматриваемом участке происходит 11 сейсмических событий с энергетическим классом $K \leq 10$.

ВЫВОДЫ

1. Сравнение сейсмичности по трем периодам времени дало следующее. Для всех рассматриваемых интервалов времени на территории Токтогульского водохранилища значительное количество слабых землетрясений с $K \leq 10$ произошло на глубине до 5 км и вблизи водохранилища до 5-10 км (1974-1980 гг., 1981-2010 гг.). С удалением от водохранилища число землетрясений резко падает. Если Таласо-Ферганский глубинный разлом принять за линию раздела исследуемой территории, то за время до строительства Токтогульского водохранилища областями распространения очагов землетрясений на рассматриваемой территории были районы к северу, северо-западу, юго-западу, юго-востоку от Таласо-Ферганского разлома, вдоль Нарыно-Чичканской поперечной зоны, причем это распределение очагов за первый промежуток времени 1961-1974 гг. более-менее равномерное по площади.

2. В период после строительства и заполнения водохранилища (1974-1980 гг.) эпицентры сместились к южной половине территории относительно Таласо-Ферганского разлома. Очаги землетрясений плотнее группируются в районе, примыкающем к зоне влияния Таласо-Ферганского разлома, вдоль Нарыно-Чичканской поперечной зоны, в области пересечения его с линией Николаева и иных второстепенных разломов, появилось большое количество землетрясений вблизи водохранилища с энергетическим классом $K \leq 10$ к юго-востоку от водохранилища, что, возможно, является следствием влияния водохранилища. По всей видимости, процесс наполнения водохранилища создает локальный сейсмический эффект.

В отличие от предыдущих случаев, для третьего отрезка времени (1981-2010 гг.) характерно появление большой области сгущения в районе к северо-востоку от Токтогульского водохранилища. Эпицентры землетрясений в этой области сгущения различного энергетического класса $K=10-16$. В пределах последнего контура возникают два землетрясения с $K=15$ на глубине до 5 км и

$K=13$ с глубиной от 10-15км. Распределение очагов землетрясений примерно, как и в предыдущем случае: вдоль зоны действия Таласо-Ферганского разлома в направлении с северо-запада на юго-восток, в области пересечения его с линией Николаева, по Нарыно-Чичканскому разлому. В отличие от предыдущего интервала времени (1974-1980гг.) здесь появляется группа землетрясений вблизи и непосредственно под водохранилищем, в южной его части. Последнее, вероятно, связано также с влиянием водохранилища.

3. Корреляция между уровнем воды и числом землетрясений в период с 1975г. по 1980г. видна достаточно отчетливо. Особенно это хорошо заметно в первые годы начала интенсивного заполнения Токтогульского водохранилища - 1975-1977гг. В другие годы рассматриваемого интервала времени после начала непрерывной эксплуатации водохранилища по настоящее время, как наблюдается подобная связь между уровнем воды и числом землетрясений, так и не замечено.

1.2 Методика определения вероятностной сейсмической опасности

В основе данной методики использованы теоретические разработки Гутенберга-Рихтера (1942), Корнели (1968), Бормана (1975), Эстева-Корнелли (1980), Синга (1980). Рейтера (1994), Уэлса и Копперсмита (1994), Бур и др. (1997); Абрахамсон и Сильва (1997) [101-103,106,107-112,134].

Повторяемость землетрясений по данным источников тектонических разломов определяется из геологических норм скоростей смещения и «характеристик» и моделей частот по Гутенбергу-Рихтеру [109]. Значения магнитуд землетрясений устанавливаются по длине разломов на основе расчета по соотношениям Уэлса и Копперсмита (1994) [134]. Повторяемость землетрясений для неизвестных источников оценивается по «сглаженной» исторической сейсмичности. Колебание грунта, вызванное землетрясением, является случайным событием и определяется из эмпирических регрессионных зависимостей, характеризующих движение грунта как логнормальное распределение, являющееся функцией расстояния и магнитуды.

Элементом анализа вероятностной сейсмической опасности является отношение между зависимыми переменными параметрами сильных движений грунта и независимыми параметрами расстояния и магнитуды, так называемой зависимостью затухания.

Измерение расстояний. Во всех предыдущих версиях программы расстоянием до источника землетрясения всегда принималось гипоцентрального. В методике [121-123] имеются четыре способа измерения расстояний, поскольку различные отношения затуханий требуют отличных от гипоцентрального типов расстояний. Четыре типа расстояний следующие:

- 1) Гипоцентрального (R_{focal})
- 2) Эпицентрального (R_{epi})

3) По Joyner и Boore (ближайшее расстояние до проекции разломной плоскости на земную поверхность; R_{JyB}).

4) Ближайшее расстояние до разломной области (R_{rup})

Рисунок 1.6 иллюстрирует различные типы расстояний:

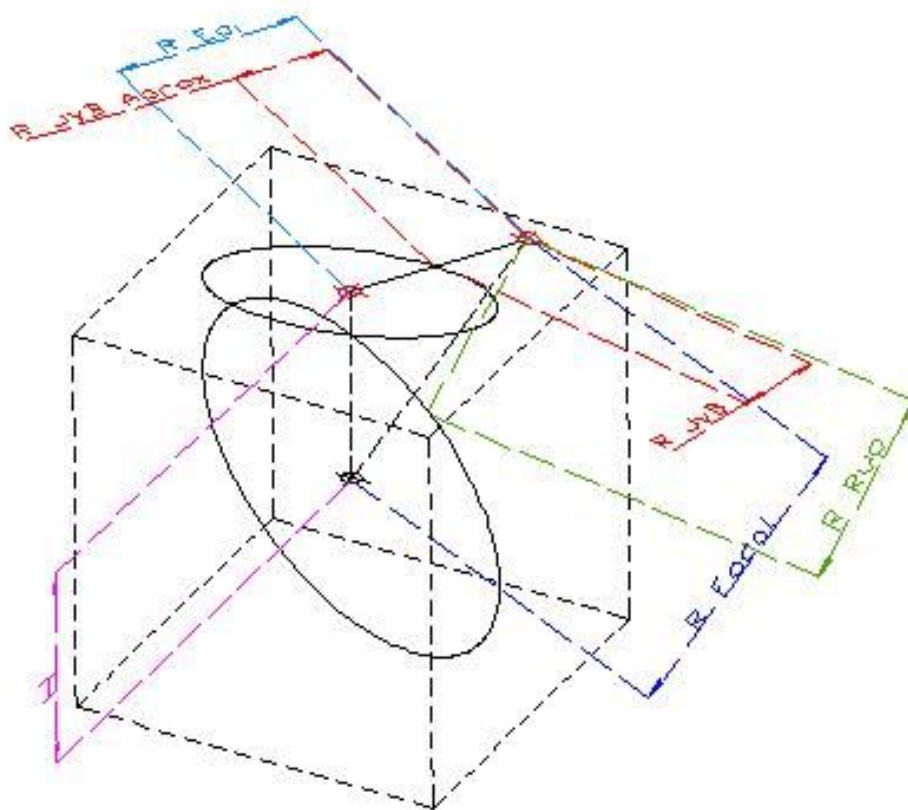


Рис. 1.6. Различные типы расстояний: H - глубина гипоцентра; R_{focal} – гипоцентрально расстояние; R_{repi} – эпицентрально расстояние; R_{JyB} – расстояние по Джойнер и Буре; R_{rup} – расстояние до области разрыва;

Расчет гипоцентрального R_{focal} и эпицентрального R_{repi} расстояний не требует дальнейших комментариев. Однако подсчет R_{JyB} и R_{rup} нуждается в уточнении по разломным областям. По данной версии методики площадь источника специфицируется по следующим критериям:

Разломная область допускается круговой формы с радиусом r в зависимости от магнитуды, определенной соответствующим способом (функция зависимости между магнитудой и радиусом разломной области).

Круговая разломная область находится в плоскости, определенной путем деления площади источника на треугольники, центры которых предполагаются гипоцентрными точками.

Заметим, что если рассматриваемое место в пределах проекции разлома на земной поверхности, то $R_{JyB}=0$ и $R_{rup}=H$.

В программе следует указать, какой тип расстояния необходимо применить в зависимости от используемого отношения затухания.

Процесс подсчета точных значений расстояний R_{JyB} и R_{rup} весьма трудоемкий. Для того чтобы сократить расчетное время, нужно точные значения аппроксимировать простыми формулами, дающими небольшие погрешности.

1.2.1 Зависимость между магнитудой и величиной разломной зоны

В данной методике [121] отношения затуханий могут быть установлены при условии 4 различных способов измерения расстояний. Если используются расстояния R_{rup} и R_{JyB} , то программа должна иметь способ каким образом распознать разрывную область и линию, как функции магнитуды, с тем чтобы рассчитать требуемое расстояние.

Методика допускает, что отношение между разрывной областью или линией и магнитудой имеет вид:

$$A = K_1 e^{K_2 M} \quad (\text{для плоского источника, } A \text{ км}^2) \quad (1.1)$$

$$L = K_3 e^{K_4 M} \quad (\text{для линейного источника, } L \text{ в км}) \quad (1.2)$$

где A - площадь источника (в км²),

L - длина (в км),

M – магнитуда и

K_1, K_2, K_3, K_4 – постоянные заданные или выбранные из заложенных в программу коэффициентов.

В случае плоского источника, программа будет допускать, что землетрясение имеет место в плоскости, определяемой геометрией области и, что разрывная зона будет круговой в пределах этой плоскости с площадью A и, соответственно, радиусом:

$$r = \sqrt{A/\pi} \quad (1.3)$$

где A – площадь разрывной зоны, r - радиус зоны разрыва.

В случае линейного источника, будет полагаться, что землетрясение имеет место вдоль линии, определяемой геометрией источника и, что разрывная длина будет сконцентрирована в гипоцентре землетрясения.

Для точечного источника понятия разрывная область и длина теряют смысл.

Отношение разрывной области к длине тектонического разрыва. Методика позволяет выбрать для каждого источника параметры, относящиеся к области разрыва или длине разрыва с магнитудой. Эти параметры могут быть заданы или выбраны из заложенных в программу данных.

Плоские источники. Основная зависимость имеет вид:

$$A = K_1 e^{K_2 M} \quad (1.4)$$

где A площадь источника в км²,

M – магнитуда,

K_1 и K_2 – коэффициенты, заданные или выбранные из заложенных в программу данных (таб.1.1).

Линейные источники. В этом случае длина разлома L (км) зависит от магнитуды следующим образом:

$$L = K_3 e^{K_4 M} \quad (1.5)$$

где L – длина линейного источника,

M – магнитуда.

Таблица 1.1 - Значение коэффициентов по типам моделей

| Модель | K_1 | K_2 |
|---|---------|---------|
| Brune (1970) | 0,00381 | 1,15130 |
| Sing et al. (1980) | 0,00564 | 1,15130 |
| Wells и Coppersmith (1994) перемещение по простиранию | 0,01100 | 1,03616 |
| Wells и Coppersmith (1994), реверс | 0,00571 | 1,12827 |
| Wells и Coppersmith (1994), нормальное | 0,02072 | 0,94406 |
| Wells и Coppersmith (1994), все | 0,01015 | 1,04768 |

В таблице 1.2 приведены соответствующие коэффициенты, взятые из Wells и Coppersmith (1994) [134].

Таблица 1.2 - Значение коэффициентов по данным Wells и Coppersmith (1994)

| Модель | K_3 | K_4 |
|--|----------|---------|
| Длина разрывной поверхности (ДРП), перемещение по простиранию | 0, 00028 | 1,70391 |
| Длина разрывной поверхности (ДРП), реверс | 0,00138 | 1,45063 |
| Длина разрывной поверхности (ДРП), нормальное | 0,00977 | 1,15129 |
| Длина разрывной поверхности (ДРП), все | 0,00060 | 1,58878 |
| Длина участка разрывной поверхности (ДРП), перемещение по простиранию | 0,00269 | 1,42760 |
| Длина участка разрывной поверхности (ДРП), реверс | 0,00380 | 1,33550 |
| Длина разрывной поверхности (ДРП), нормальное | 0,01318 | 1,15129 |

1.2.2 Соотношения между уровнями вероятности

Вероятностная сейсмическая опасность обычно основывается на том приближении, что возникновение потенциально разрушающих сильных движений от воздействия сильных землетрясений следует Пуассоновскому распределению. То есть вероятность событий r за период T лет - P_r имеет вид:

$$P_r = \frac{e^{-\mu T} \mu^r}{r!}, \quad (1.6)$$

где T – количество лет

μ – частота событий в T годах или $\mu_T = \mu T$,

где μ – величина годичной частоты происхождения событий.

Так вероятность не превышения P_0 (то есть вероятность нулевых событий колебаний грунтов превышает данное значение) в годах

$$P_0 = e^{\mu T} \quad (1.7)$$

и вероятность превышения (то есть вероятность одного или более событий колебаний грунтов, превышающих данное значение)

$$P_e = 1 - e^{-\mu T} \quad (1.8)$$

и годовая частота (или норма) превышения

$$\mu = -\frac{\ln(1 - P_e)}{T} \quad (1.9)$$

Отметим также, что время повторения (величина между случаями) является

$$T_{recurrence} = e^{-\mu} \quad (1.10)$$

годовая вероятность не превышения

$$P_{0annual} = e^{-\mu}, \quad (1.11)$$

годовая вероятность превышения

$$P_{eannual} = 1 - e^{-\mu} \quad (1.12)$$

и что для μ малой

$$P_{eannual} \cong 1 - (1 - \mu) = \mu \quad (1.13)$$

Эти соотношения для общих уровней вероятности показаны в таблице 1.3

Таблица 1.3 - Соотношения для общих уровней вероятностей

| Вероятность превышения | В годах, T | Годовая частота (или норма превышения) | Период повторяем. (год) | Годовая вероятность не превышения | Годовая вероятность превышения |
|------------------------|------------|--|-------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|
| 2% | 50 | 0,00040405 | 2475 | 0,99959603 | 0,00040397 |
| 5% | 50 | 0,00102587 | 975 | 0,99897466 | 0,00102534 |
| 10% | 50 | 0,00210721 | 475 | 0,99789501 | 0,00210499 |

1.2.4 Вероятностные значения магнитуд для выделенной зоны

Территория вокруг Токтогульского водохранилища рассматривается на площади, ограниченной размерами 200x200км. Такая размерность обусловлена соображениями возможного влияния сейсмических воздействий на сооружения с таким эпицентральным расстоянием. Затем этот квадрат был поделен на пять зон в соответствии с определенным группированием эпицентров землетрясений в пространстве с тем, чтобы затем сравнить эти локальные области между собой по проявлениям сейсмичности. Эти зоны: восточная, северо-восточная, юго-восточная, северо-западная, юго-западная.

Как известно, в первом приближении распределение эпицентров землетрясений является совершенно случайным процессом, подчиняющимся Пуассоновскому закону распределения. Для перехода к вероятностным значениям максимально возможных магнитуд используется закон Пуассона, имеющий следующий вид:

$$P=1-e^{-t/T} \quad (1.14)$$

где t - время ожидания,

T – период повторяемости;

P - значение вероятности, с которой за данное время t произойдет хотя бы одно событие, период повторяемости которого равен T .

Карта вероятностной сейсмической опасности исследуемой территории будет построена за время ожидания $t=50$ лет. При значении вероятности $P=0,1$ или 10%, период повторяемости из уравнения (1.14) равен 475 годам. Следовательно, с 10% вероятностью можно утверждать, что за время ожидания 50 лет произойдет хотя бы одно землетрясение, период повторяемости которого равен 475 лет. Магнитуда этого максимального землетрясения, которое имеет период повторяемости 475 лет, определяется из закона Гутенберга-Рихтера, полученного для этого района экспериментально, поскольку значение N в этом законе связано с периодом повторяемости обратно пропорциональной зависимостью, т.е. $N=1/T$.

При использовании данной методики [121] определения вероятностных значений пиковых ускорений PGA, применяется формула затухания Ambraseys et al., .

С учетом вышеописанного с помощью данной методики для территории, ограниченной размерами 200X200 км в пределах территории, прилегающей к Токтогульскому водохранилищу были получены вероятностные значения пиковых ускорений (PGA) на фиксированных периодах – 0.1с, 0.2с, 0.5, 1.0с, с вероятностью превышения 2% и 10% за 50 лет.

На рисунках 1.7-1.11 представлены карты распределения пиковых ускорений (g) при определенных значениях периодов на территории, ограниченной площадью 200X200км, прилегающей к Токтогульскому водохранилищу.

На рисунках 1.7 и 1.8 приведены карты распределения пиковых ускорений (PGA) при $T=0,1с$. Здесь видно, что для карты с 10% вероятностью превышения за 50 лет значения PGA на первой карте и 2% вероятностью для

второй имеют примерно одинаковую область распространения первой окружности, но в первом случае $PGA=34-65\%g$ ($3,33-6,37 \text{ м/с}^2$), во втором – $PGA=65-124\%g$ ($6,37-12,16 \text{ м/с}^2$), что соответствует восьми и девяти балльным зонам по шкале USGS. Землетрясения с периодом повторяемости $T=475$ лет будут иметь меньшие вероятностные значения максимальных ускорений за одно и то же время ожидания 50 лет, чем с более длительным периодом повторяемости $T=2500$ лет. На всех остальных рисунках будет прослеживаться это отличие.

На рисунке 1.9 показано распределение SA , $T=0,2\text{с}$ с 10% вероятностью превышения за 50 лет на территории Токтогульского водохранилища: область с большими значениями пиковых ускорений - $SA=34-65\%g$ соответствует восьми балльной зоне. На второй карте (Рис.1.10 первая область с наибольшими значениями $SA=65-124\%g$ ($6,37-12,16 \text{ м/с}^2$) с 2% вероятностью превышения за 50 лет замыкает зону в 9 баллов по шкале интенсивности USGS. Однако, как видно на последней карте, 9 балльная область несколько сужается к северо-востоку от водохранилища по сравнению с предыдущей картой.

Рисунок 1.11 представляет карту распределения SA , $T=0,5\text{с}$ с 10% вероятностью превышения за время ожидания 50 лет. Зоны распространения с $SA=34-65\%g$ ($3,33-6,37\text{м/с}^2$), соответствующие 8 баллам, занимают небольшие пространства в области распространения вероятностных значений $SA=18-34\%g$ ($1,76-3,33 \text{ м/с}^2$) – семи балльной интенсивности – это к юго-востоку и юго-западу от водохранилища, т.е. в зонах влияния Атойнокского, Алабукинского, Северо-Ферганского и, соответственно, Южно-Ферганского и Мадино-Талдысуйского разломов. На рисунке 1.11 показано распределение SA при $T=0,5\text{с}$ с 2% вероятностью за 50 лет. Здесь область распространения 8 балльной зоны с $SA=34-65\%g$ ($3,33-6,37\text{м/с}^2$) почти повторяет контуры предыдущей семибалльной. Следующая за ней область семибалльной зоны соответствует контурам шести балльной на предыдущей карте вероятностных пиковых значений ускорений SA .

С увеличением спектральных периодов T уменьшаются величины вероятностных пиковых значений ускорений. Существенных изменений претерпевают и размеры областей распространения тех или иных значений S_A .

Вывод. Распределение пиковых значений ускорений показало, что территория вокруг Токтогульского водохранилища, ограниченная размером 200кмX200км, попадает в область восьми балльной зоны при максимальных значениях ускорений $PGA=34-65\%g$ ($3,33-6,3765 \text{ м/с}^2$) с 10% вероятностью превышения и девяти балльной зоны при значениях ускорений $PGA=65-124\%g$ ($6,37-12,1644 \text{ м/с}^2$) с 2% вероятностью превышения за время ожидания 50 лет.

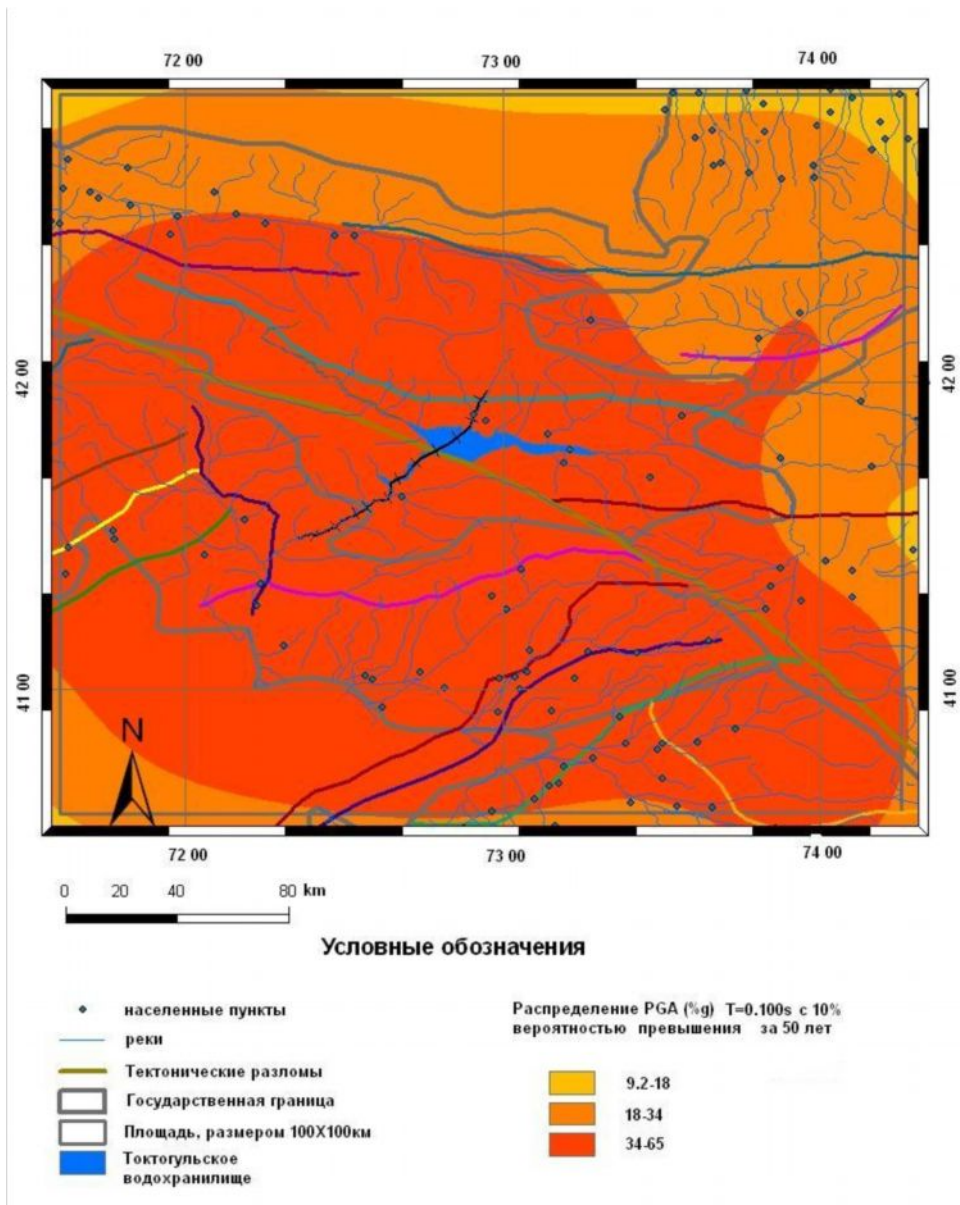


Рис.1.7. Карта распределения PGA, на площади 200X200км, прилегающей к Токтогульскому водохранилищу с 10% вероятностью превышения за 50 лет

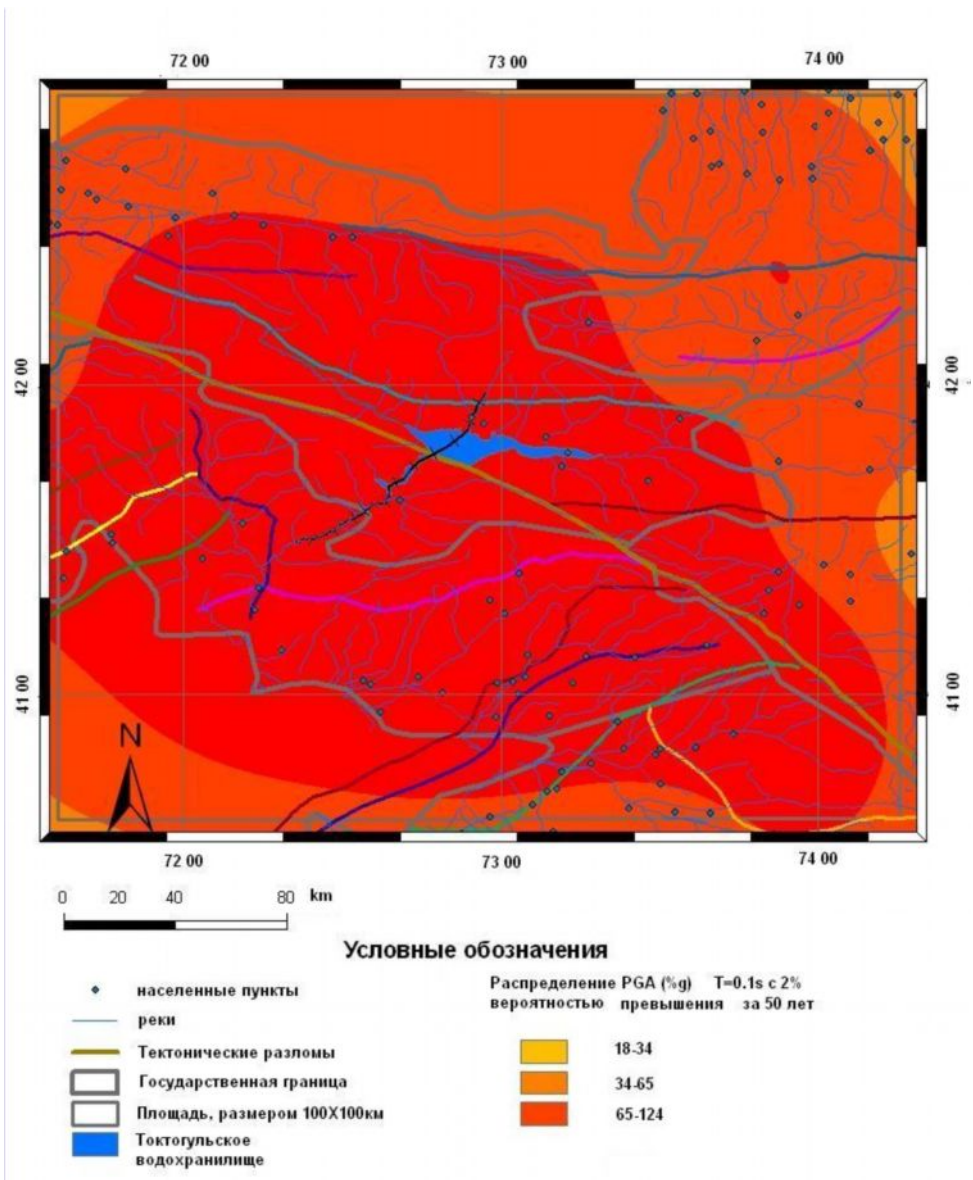


Рис.1.8. Карта распределения PGA, на площади 200X200км, прилегающей к Токтогульскому водохранилищу с 2% вероятностью превышения за 50 лет

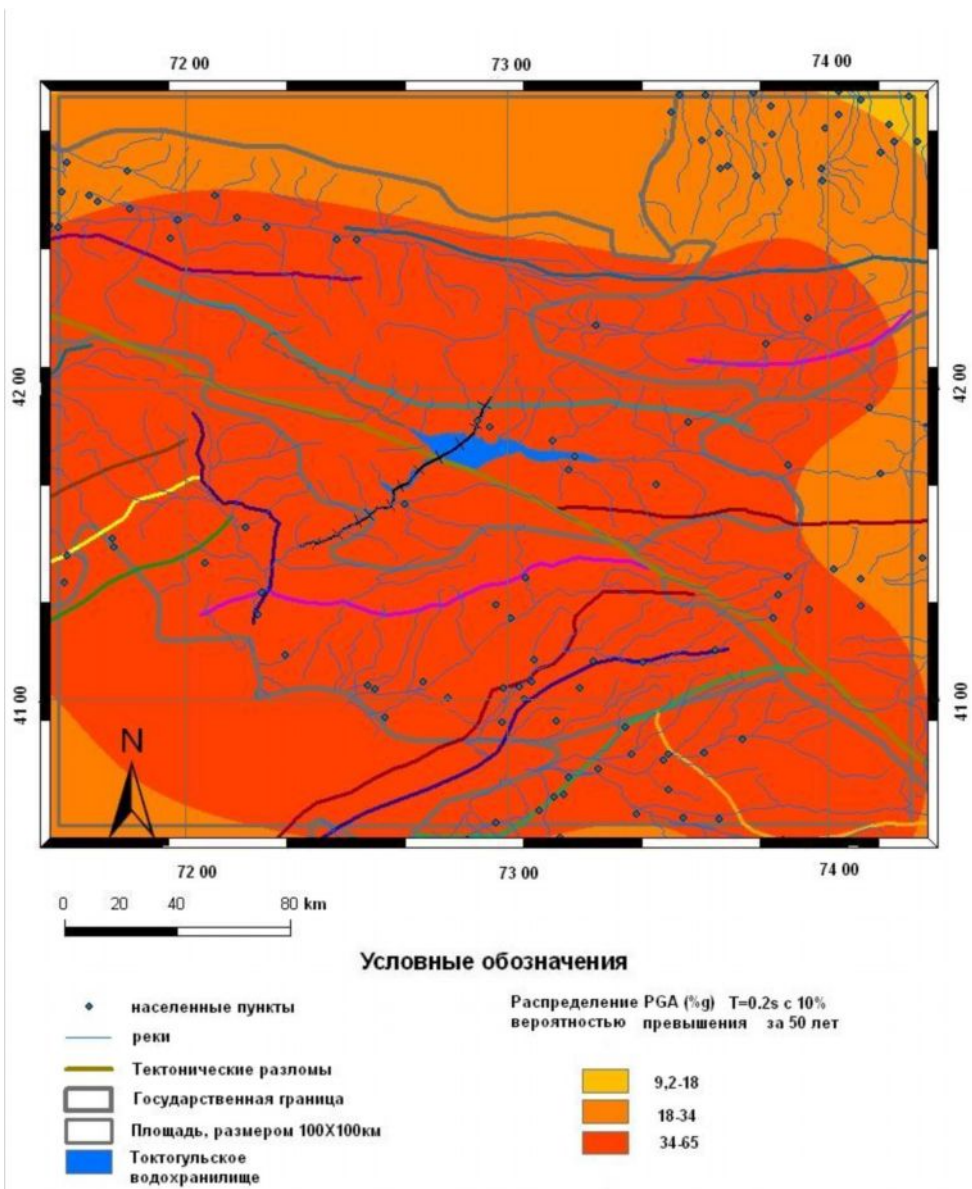


Рис.1.9. Карта распределения SA, T=0,2s на площади 200X200км, прилегающей к Токтогульскому водохранилищу с 10% вероятностью превышения за 50

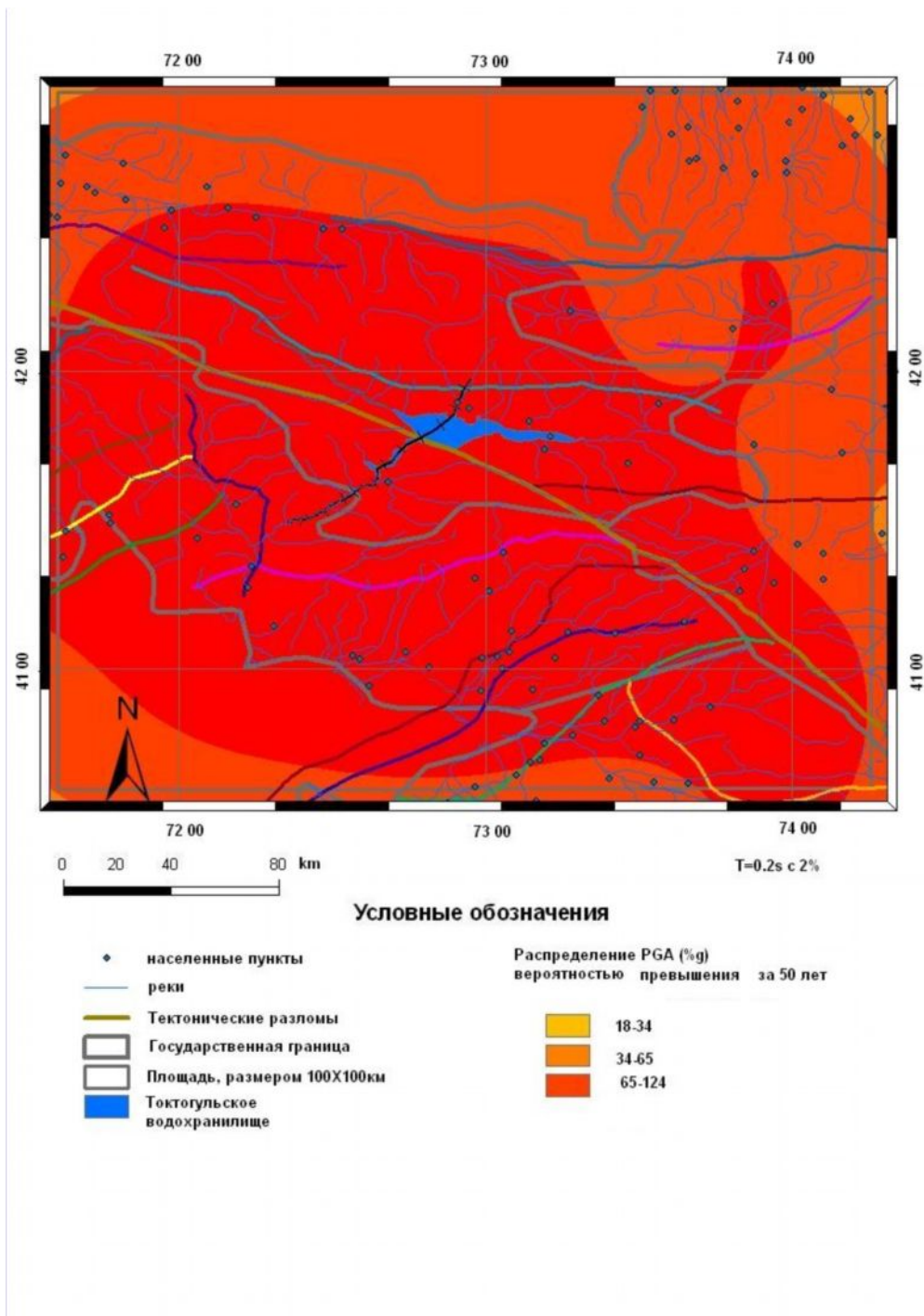


Рис.1.10. Карта распределения SA, T=0,2s на площади 200X200км, прилегающей к Токтогульскому водохранилищу с 2% вероятностью превышения за 50 лет

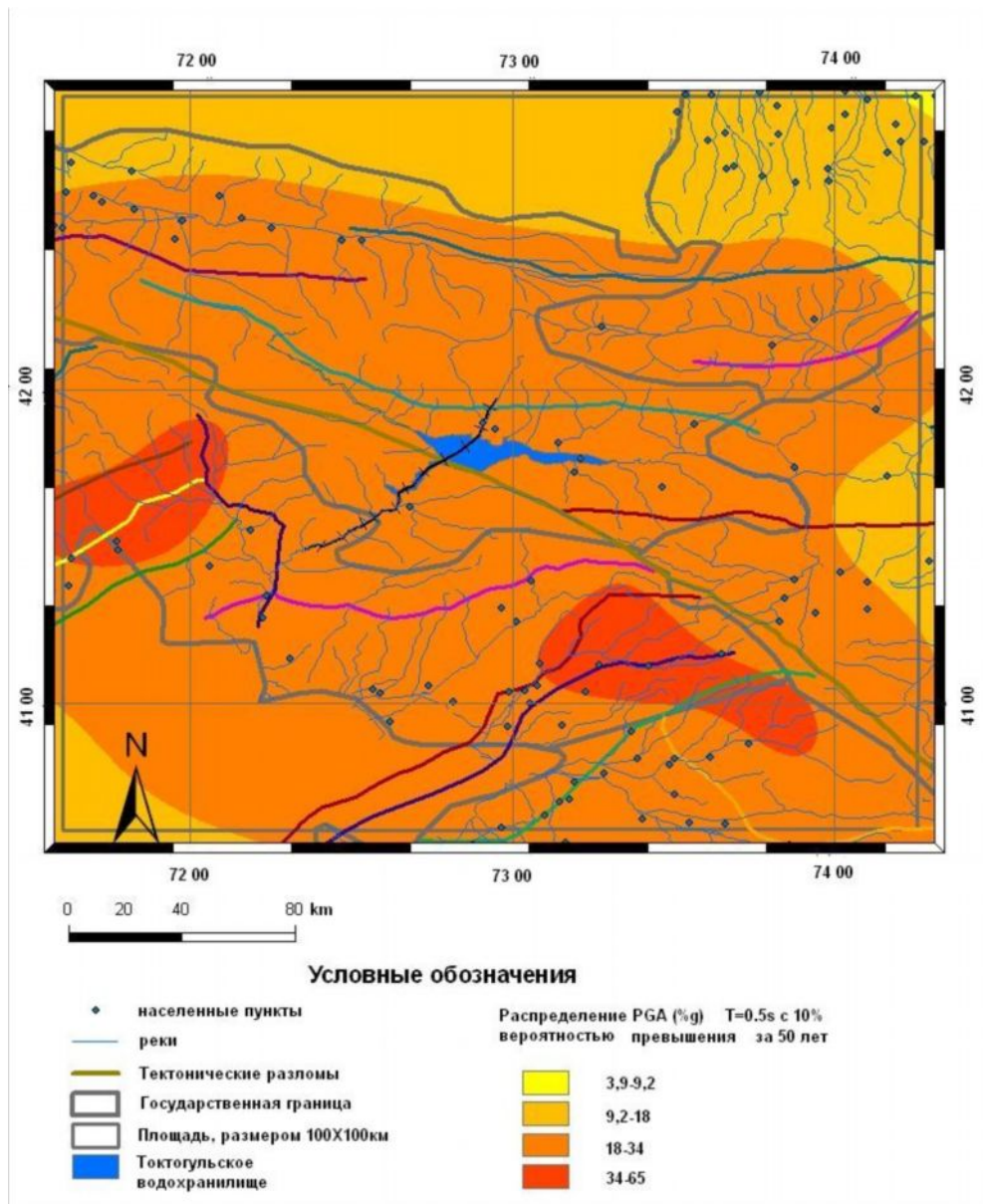


Рис.1.11. Карта распределения SA , $T=0,5s$ на площади 200×200 км, прилегающей к Токтогульскому водохранилищу с 10% вероятностью превышения за 50 лет

1.3 Обзор теории сейсмостойкости зданий и сооружений

В начале XX века японскими учеными была разработана так называемая статическая теория определения сейсмических сил, возникающих в сооружениях при землетрясении. В 1900г. японский ученый Ф. Омори, приняв за основу предположения об абсолютной недеформируемости и жесткой заделке в основании сооружения, горизонтальные поступательные перемещения, скорости и ускорения всех точек которого одинаковы и равны соответствующим характеристикам колебания основания, предложил оценивать сейсмические силы инерции по формуле [120]:

$$S_{\max} = m\ddot{y}_{0\max} \quad (1.15)$$

где m - масса сооружения, $\ddot{y}_{0\max}$ - максимальное ускорение основания сооружения в грунте, в который оно заделано.

В формуле (1.15) опущен знак минус, показывающий, что инерционная сила направлена противоположно ускорению. При землетрясении ускорения могут быть направлены в разных направлениях, и поэтому расчетную проверку нужно делать на максимальные по абсолютной величине силы, предполагая их действующими в любом горизонтальном направлении.

Вес тела Q и его масса m связаны соотношением

$$Q = mg \quad (1.16)$$

где $g=9,81 \text{ м/с}^2$ – ускорение свободного падения.

Из выражений (1.15) и (1.16) следует:

$$S_{\max} = \frac{\ddot{y}_{0\max}}{g} Q = k_c Q \quad (1.17)$$

где $k_c = \ddot{y}_{0\max} / g$ - коэффициент сейсмичности.

Зная максимальные ускорения основания и вес сооружения, и, пользуясь формулой (1.7), легко подсчитать в нем при землетрясении максимальные инерционные силы, которые условились называть сейсмическими нагрузками.

При установлении величины k_c Ф.Омори исходил из ускорений $\ddot{y}_{0\max}$, соответствовавших моменту разрушения кирпичных конструкций, массовые повреждения и обвалы которых были типичны для различных землетрясений. Чтобы определить $\ddot{y}_{0\max}$, Ф.Омори провел динамические испытания кирпичных столбов, установленных на платформу, колеблющуюся по гармоническому закону. Фиксируемые в момент разрушения столбов ускорения платформы принимались в качестве расчетных $\ddot{y}_{0\max}$. Так как в действительности разрушение кирпичных сооружений во время землетрясений могло быть не только при таких величинах $\ddot{y}_{0\max}$, но и при любых больших, то сделанная Ф.Омори оценка, в лучшем случае, могла быть использована для определения нижних пределов k_c .

Для определения реальных величин ускорений при землетрясениях необходимы были их инструментальные измерения. Одними из первых таких измерений были записи, сделанные во время Кантского землетрясения 1 сентября 1923г., разрушившего Токио и Иокогаму. В момент землетрясения в лаборатории университета в Токио работало несколько сейсмографов, большинство из которых вышло из строя в начале землетрясения, но некоторые, все же, сделали записи смещений [120].

Из анализа полученных записей было установлено, что более короткая запись охватывает 4с. Из сейсмограмм в пределах первых 4с записей был найден средний период колебаний грунта $T=1,334с$. Максимальный размах колебаний в пределах этих 4с оказался равным 88,9мм. Для случая простого гармонического движений $A_\omega = \varphi^2 A$ и $A_v = \varphi A$ и при $2A=8,89см$ было найдено ускорение:

$$\ddot{y}_{0\max} = \frac{2\pi^2 A}{T^2} = \frac{4 \cdot 3,14^2 \cdot 4,44}{1,334^2} = 98,5 \frac{\text{см}}{\text{с}^2} \approx 0,1g,$$

Следовательно, $k_c=0,1$. Это число было принято в нормах ряда стран для k_c при 9 балльной сейсмичности.

Анализ поведения сооружений при землетрясениях уже вскоре после появления статической теории указал на ряд ее недостатков. Прежде всего, выяснилось, что только очень нелегкие сооружения могут быть отнесены к числу абсолютно жестких. Деформации же большинства сооружений столь существенны, что поступательные перемещения их точек относительно основания могут оказаться даже большими, чем соответствующие перемещения основания.

В связи с вышеизложенным, несмотря на некоторые недостатки, теория Омори была шагом вперед в развитии научного подхода к проектированию сейсмостойких сооружений. Она позволяла оценить порядок сейсмических сил, показав возможность проектировать конструкции, способные успешно противостоять разрушительным силам землетрясения.

Положение об абсолютной жесткости сооружения, лежащее в основе статической теории Ф.Омори, нашло свое отражение и в соответствующих принципах проектирования зданий – принципах Т.Наито, господствовавших в тот период времени в Японии. Т.Наито считал ненадежными здания с большим периодом собственных колебаний и полагал, что для зданий всех типов необходимы жесткие стены, диагональные связи, надежные и жесткие перекрытия и узловые соединения [120].

Возведенные по проектам Т.Наито стальные и железобетонные сооружения хорошо перенесли землетрясения в Токио в 1923г., что учитывая массовость разрушения во время этого землетрясения других сооружений, способствовало тому, что принципы Наито заняли доминирующее положение в Японии и применяются в этой стране до сих пор.

Японский ученый Н.Мононобе в 1920г предложил определять сейсмические силы с учетом деформируемости сооружений [118]. Последнее

он рассматривал как консервативную линейно-упругую систему с одной степенью свободы, колебания которой при землетрясении следует гармоническому закону. В этом случае в системе действуют следующие силы:

Сила инерции, пропорциональная полному ускорению массы

$I = -m\ddot{z} = -m(\ddot{y}_0 + \ddot{y})$ и восстанавливающая сила, пропорциональная перемещению массы относительно основания $R = -ky$, что приводит к уравнению

$$m\ddot{z} + ky = 0 \text{ или } m\ddot{y} + ky = -m\ddot{y}_0 \quad (1.18)$$

Из последней формулы (1.18) найдем величину сейсмической нагрузки, равной (здесь $z = y_0 + y$).

$$S(t) = m\ddot{z} = -ky = -m\varphi^2 y \quad (1.19)$$

По Мононобе $\ddot{y}(t) = \ddot{y}_{0\max} \cdot \sin \theta t$, что приводит к $m\ddot{y} + ky = P_0 f(t)$ при $P_0 = -m\ddot{y}_{0\max}$ и $v_0 = 0$

Мононобе в своих расчетах учитывал только вынужденные колебания, т.е. считал, что $y = y_g$

Это позволило ему получить максимальное значение сейсмической силы

$$S_{\max} = \frac{m\ddot{y}_{0\max}}{\left[1 - \frac{\theta^2}{\phi^2}\right]} = \frac{m\ddot{y}_{0\max}}{\left[1 - \frac{T^2}{T_0^2}\right]} = \mu_g \frac{\ddot{y}_{0\max}}{g} mg = \mu_g k_c Q \quad (1.20)$$

где ϕ и T – угловая частота и период собственных колебаний сигнала, θ и T_0 – то же, основания.

$$\mu_g = \frac{1}{\left[1 - \frac{T^2}{T_0^2}\right]}$$

Сейсмическая сила S предполагалось Мононобе, направленной горизонтально и приложенной в точке системы, где сосредоточены масса m . Максимальное относительное перемещение системы в этой точке будет:

$$y_{\max} = \mu_g k_c Q \delta = S_{\max} \delta \quad (1.21)$$

Согласно этой записи сейсмическую нагрузку S_{\max} можно представить как статически приложенную в центре расположения массы, которая вызывает перемещение y_{\max} , равное максимальному перемещению массы относительно основания при сейсмических колебаниях.

Отмечая прогрессивное значение теории Мононобе, впервые указавшей на роль динамических характеристик сооружений в формировании сейсмических нагрузок, имеются недостатки, которые потребовали ее существенной корректировки.

Опыт землетрясений показывает, что часто наиболее сильные разрушения происходят в начальный момент, когда свободные колебания сооружений, вызванные первыми значениями, еще не затухли. Суммируясь с вынужденными, эти колебания усиливают сейсмические воздействия, что Мононобе учтено не было. Вторым недостатком теории Мононобе было его игнорирование затухания колебаний в сооружении и слишком упрощенная схема принятого им закона сейсмических движений основания. Теория Мононобе не дает также ответа на вопрос о характере распределения сейсмической нагрузки по высоте сооружения, о влиянии на их величины высших форм колебаний.

Первым на важную роль собственных колебаний, обратил внимание в 1927г Завриев К.С. [35]. Он исходил из предположения, что в начальный момент движения грунта ускорение достигает максимума, а скорость равна нулю, т.е.

$$y_0(t) = a_0 \cos \theta t \quad (1.22)$$

где θ и a_0 – угловая частота и амплитуда колебания грунта, откуда

$$\ddot{y}_0(t) = -a_0 \theta^2 \cos \theta t = \ddot{y}_{0\max} \cos \theta t \quad (1.23)$$

$$\text{Тогда запишется } \ddot{y} + \varphi^2 y = y_{0\max} - \cos \theta t \quad (1.24)$$

Решение формулы (1.24) привело к следующим выражениям для динамического коэффициента и сейсмической нагрузки

$$\mu_{g1} = \frac{2}{\left[1 - \frac{T^2}{T_0^2}\right]} \quad \text{и} \quad S_{\max} = \mu_{g1} k_c Q \quad (1.25)$$

Сравнивая формулы (1.20) и (1.25) находим, что максимальные величины сейсмических нагрузок, получаемые по формуле Мононобе в два раза меньше, чем по формуле К.С.Завриева. Этой работой К.С. Завриев развил основы динамической теории определения сейсмических сил.

Подводя итоги сопоставления статической и динамической теорий, отметим, что основным отличием и преимуществом второй является требование ею учета динамических характеристик сооружения при определении возбуждаемых в нем во время землетрясения нагрузок.

1.4 Анализ нормирования сейсмических нагрузок

Во всем мире наблюдается непрерывный рост ущерба от землетрясений, несмотря на интенсивное развитие теории и практики оценки сейсмической опасности и сейсмостойкого строительства, связанный с процессами урбанизации, усложнением инфраструктуры, увеличением плотности

населения, накоплением материальных ценностей и другими факторами. Соответственно резко увеличился поток публикаций, посвященных проблемам уменьшения риска. При этом предложения различных исследователей часто существенным образом различаются и даже противоречат друг другу. Уже многие годы картирование сейсмической опасности проводится в параметрах сейсмического движения грунта. Этому способствовало и бурное развитие сети станций сильных движений. К настоящему времени методология, картируемые параметры, форма представления конечных результатов сейсмического районирования в нашей стране и за рубежом существенным образом различаются.

Общепринятого формата представления результатов оценки сейсмической опасности не существует. Подавляющее большинство стран приняло за основу американские разработки, адаптировав их к особенностям сеймотектонических условий и традиций строительства своих стран. Основное внимание в обзоре нормативных документов уделено параметрам сейсмических воздействий, в которых оценивается сейсмическая опасность, и способам задания вероятности появления воздействий различного уровня. Состоянию рассматриваемых методов оценки сейсмической опасности соответствует период разработки и действия.

Здания, предназначенные к строительству в районах, подверженных землетрясениям, помимо всех требований, предъявляемых к сооружениям, возводимым в обычных условиях, должны быть запроектированы в соответствии с требованиями, установленными нормами строительства в сейсмических районах.

В разное время на территории нынешнего СНГ существовали различные строительные нормы, такие как СНиП 62, СНиП II-A. 12-69, СНиП II-7-81 [84,87,88].

В ранних нормах проектирования расчет зданий и сооружений основался на так называемой «статической теории», предложенной японским ученым Ф.Омори. Согласно этой теории, сооружения рассматривались как абсолютно

жесткие тела, которые при землетрясениях перемещаются вместе с грунтом. Данная теория не могла даже ориентировочно отразить действительные распределения усилий, возникающих в зданиях при землетрясении, и необходимо было изыскивать новые, более современные предпосылки для расчета, основанные на учете упругих свойств сооружений и возникающих в них колебаний. Позже на смену данной теории пришла новая теория, основанная на динамическом методе расчета. Впервые конкретные предложения по переходу на данный метод расчета в бывш. СССР был предложен К.С. Завриевым. Оказавшись менее успешным в части начального развития колебаний, он не нашел практического применения [35].

Со временем американским ученым Био М.А было предложено определять динамический эффект землетрясения инструментальным путем. Аналитическое выражение сейсмической силы, действующей на систему с одной степенью свободы, М.Био устанавливал не из гармонического закона колебаний оснований, а с использованием инструментальных записей колебаний грунта во время землетрясений [105].

Зависимость $\ddot{Z}_{\max} = \ddot{Z}_{\max}(T)$ называют спектром ускорений. М.Био предложил для решения задачи механическую модель, состоящую из набора маятников, имеющих различные периоды собственных колебаний $T=0,1 \div 2,4$ с, установленных на подвижной платформе. Платформе придавалось движение, соответствующее ускорению колебаний грунта при землетрясении; маятники же моделировали по частотным характеристикам реальные сооружения. Во время пиков фиксируются максимальные величины ускорений \ddot{Z}_{\max} их масс. Пользуясь результатами записей ускорений всех маятников, можно для заданного платформе режима движения построить график, выражающий зависимость максимальных ускорений колебания масс маятников от периода их собственных колебаний, т.е. получить спектр этих ускорений.

Предложения М.Био в дальнейшем были развиты в работах Г.Хаузнера, Г. Кана, И.Дж. Алфорда [115]. В 1949г. Г.Хаузнер и Г.Кан опубликовали

результаты работы, в которой анализ спектров максимальных ускорений \ddot{Z} проводился с помощью специального электроаналогового устройства.

С работами М.Ф.Барштейна [14] и др. был получен более современный метод динамического расчета на сейсмические воздействия. Он сводился к определению усилий и деформаций, возникающих в сооружении от действия одной затухающей синусоиды, частота которой, однако может иметь различные значения. Этот метод и лег в основу норм проектирования СССР с 57 года и некоторых европейских стран того времени: Румынии, Югославии, Болгарии.

С развитием динамического метода расчета сейсмических сил связаны работы И.Л. Корчинского, имевших большое значение, как в разработке самого метода, так и в применении его в практике инженерных расчетов сейсмостойкости сооружений. В 1954г. он опубликовал работу, в которой впервые обосновал формулу [55]:

$$S_{ki} = k_c \beta_i \eta_{ki} Q_k \quad (1.26)$$

И дал рекомендации по определению входящих в нее величин. На основе анализа сейсмограмм некоторых слабых землетрясений И.Л. Корчинский предложил записывать сейсмические колебания грунта в виде суммы затухающих синусоид:

$$y_0(t) = \sum_{n=1}^t a_{0n} e^{-\varepsilon_{0n} t} \sin(\omega_n t + v_n) \quad (1.27)$$

Со временем, по результатам последствий землетрясений, вносились те или иные коррективы в нормы 62г, 69г. Так, после Ташкентского землетрясения были введены более жесткие требования к проектированию зданий с несущими кирпичными стенами. По сравнению с ранее действовавшими нормами (СНиП II-А. 12-62) ограничены высоты зданий, уменьшены предельные расстояния между осями стен, снижены предельные размеры элементов стен и др. В нормах «Строительные нормы и правила

строительства в сейсмических районах» - СНиП II-A. 12-69 с учетом также опыта Ташкентского землетрясения принято дифференцировать значения коэффициентов условий работы материалов m_{np} для железобетонных конструкций в зависимости от вида стали, применяемой для армирования [55].

Кроме инструментальных записей, за последние годы были проведены и теоретические исследования, из числа которых можно отметить работы С.Тезкана (Турция), К.Минами и Дж. Сакураги (Япония). Японскими авторами были рассмотрены модели взаимодействия основания и сооружения [119].

Таким образом, опыт землетрясений, а также данные экспериментальных и теоретических исследований подтверждают сильную зависимость формы графиков β от характеристики грунтов.

На сегодняшний день действующими нормами строительства в сейсмических районах в России является СНиП 7-81 и некоторых региональных [86,87]. В Кыргызстане проектирование и строительство осуществляется на базе нормативных документов СНиП 7-81 и СНиП КР 20-02:2009 Кыргызской Республики [86,89].

В части теоретического и практического исследования вопросов сейсмостойкости зданий и сооружений среди последних работ следует отметить труды С.В.Полякова [72], Б.М.Сеитова [79,92], С.Б.Смирнова [80,81], М.Д.Кутуева [63], Б.С. Ордобаева [70,71,80-81] и др.

1.5 Оценка сейсмостойкости зданий и сооружений

При проектировании зданий и сооружений сейсмостойкость устанавливается исходя из того, что в случае землетрясения, интенсивность которого не превышает предусмотренную нормами для данной площадки строительства расчетную величину, не наступили предельные состояния с определенной обеспеченностью, подразделяющиеся на две группы [55] :

Первая - по потере несущей способности или полной непригодности сооружения к эксплуатации. При этом допускаются повреждения отдельных элементов конструкций или их остаточные деформации, не угрожающие безопасности людей или сохранности ценного оборудования.

Вторая – по наступлению непригодности сооружения к нормальной эксплуатации, определяемой технологическими или бытовыми условиями в зависимости от назначения этого сооружения.

Условия сейсмостойкости могут быть записаны в виде неравенства:

$$\bar{Y} \leq \phi \quad (1.28)$$

$$f \leq [f] \quad (1.29)$$

В неравенстве (1.28) \bar{Y} представляет собой усилия или их напряжения, возникающие в элементах сооружений при особом состоянии нагрузок.

$$\bar{Y} = \bar{Y}_n + \bar{Y}_d + \bar{Y}_e + \bar{Y}_s = n_{cn} Y_n + n_{cd} Y_d + n_{ce} Y_e + Y_s \quad (1.30)$$

где $n_{cn}=0,9$; $n_{cd}=0,8$; $n_{ce}=0,5$ $n_{cs}=1$ соответственно коэффициенты сочетаний для постоянных, временных, длительных, кратковременных (на перекрытия и покрытия) сейсмических нагрузок.

Величина ϕ характеризует с определенной обеспеченностью предельную несущую способность конструкции при допущении образования в ней некоторых повреждений, возникновение которых неопасно для жизни людей и потери материальных ценностей. Величина ϕ зависит от вида напряженного состояния конструкции и в общем виде при проверке с учетом сейсмических нагрузок определяется формулой:

$$\phi = \phi(m_{кр}, m_t, R_i, \Omega, l) \quad (1.31)$$

Расчеты сооружений с учетом сейсмических воздействий производятся:

А – на условные сейсмические нагрузки, определяемые с использованием допущения об упругом деформировании системы;

Б – на сейсмические воздействия, заданные в виде записей реальных или искусственно синтезированных акселерограмм, выбираемых с учетом имеющихся прошлых инструментальных данных и результатов микрорайонирования.

При расчете типа А обычно применяется динамическая модель здания, у которого сосредоточенные массы от вертикальных нагрузок $Q_1 \dots Q_n$ расположены на уровне перекрытий.

Расчетная сейсмическая нагрузка в выбранном направлении S_{ik} , приложенная в т. k и соответствующая i – й форме собственных колебаний сооружения определяется по формуле:

$$S_{ik} = k_1 k_2 S_{oik} \quad (1.32)$$

где k_1 - коэффициент, учитывающий допускаемый уровень повреждаемости зданий;

k_2 - коэффициент, учитывающий конструктивные решения здания;

Нормами повышаются запасы прочности стен при выполнении кладки вручную.

Значение S_{oik} представляет собой значение сейсмической нагрузки при i -той форме собственных колебаний, определяемое по формуле:

$$S_{oik} = AK_{\psi} \beta_i \eta_{ik} Q_k \quad (1.33)$$

где $A = \ddot{y}_{0\max} / g$ - относительная величина максимальных ускорений основания в зависимости от расчетной сейсмичности, равная при 7 баллах – 0,1, при 8 баллах – 0,2 и при 9 баллах – 0,4.

k – в формуле (1.33) зависит от диссипативных свойств конструкций и их оснований;

β – коэффициент динамичности, принимается в зависимости от периодов собственных колебаний T или по формулам для грунтов категории:

$$\text{I категории по таблице СНиП II-7-81 [87]} \quad 0,8 \leq \beta_i = \frac{1}{T_1} \leq 3$$

$$\text{II категории} \quad 0,8 \leq \beta_i = \frac{1,1}{T_1} \leq 2,7$$

$$\text{III категории} \quad 0,8 \leq \beta_i = \frac{1,5}{T_1} \leq 2,7$$

η_{ik} – коэффициент, зависящий от формы собственных колебаний зданий и определяемый по формуле:

$$\eta_{ik} = \frac{X_j(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_j(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_j^2(x_j)} \quad (1.34)$$

где $X_j(x_k)$ – и $X_j(x_j)$ – смещения здания при собственных колебаниях по i – тому тону в рассматриваемой точке k и во всех точках j , где в соответствии с расчетной схемой его вес принят сосредоточенным.

Расчетные значения усилий или напряжений от сейсмической нагрузки в конструкциях зданий определяется в предположении их статического действия

$$Y = \left(\sum_{i=1}^n Y_i^2 \right)^{0,5} \quad (1.35)$$

При учете только первой формы собственных колебаний $Y = Y_1$

При расчете зданий с симметричным расположением относительно его осей и жесткостей длиной 30м допускается не учитывать крутящий момент.

ВЫВОДЫ

1. Таким образом, в 1 главе рассмотрены вопросы, связанные с тектоническими особенностями и сейсмичностью района исследования. Приведен анализ исторической сейсмичности района исследования. Рассмотрена проблема влияния Токтогульского водохранилища на сейсмический режим в 25км радиусе от водохранилища. Многочисленные исследования региона Токтогульского водохранилища, проведенные в различное время многими исследователями, подтверждают высокую сейсмичность исследуемой территории.

2. Изложена используемая методика определения сейсмической опасности. Приведены результаты применения описанной методики для территории 200кмX200км, прилегающей к Токтогульскому водохранилищу. Представлены результирующие карты вероятностных пиковых значений ускорений на фиксированных периодах 0.1с, 0.2с, 0.5, 1.0с, с 2% и 10% вероятностью превышения за период ожидания 50 лет. Распределение пиковых значений ускорений показало, что территория вокруг Токтогульского водохранилища, ограниченная размером 200кмX200км, попадает в область восьми балльной зоны при максимальных значениях ускорений $PGA=34-65\%g$ ($3,33-6,3765 \text{ м/с}^2$) с 10% вероятностью превышения и девяти балльной зоны при значениях ускорений $PGA=65-124\%g$ ($6,37-12,1644 \text{ м/с}^2$) с 2% вероятностью превышения за время ожидания 50 лет.

3. Проведен обзор информации по развитию теоретических основ определения сейсмостойкости зданий и сооружений, а также анализу нормирования сейсмических нагрузок.

ГЛАВА 2

РЕЗУЛЬТАТЫ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЯ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ С НЕГЛУБОКИМ ОЧАГОМ

2.1 Методы экспериментов

Как известно, неполнота данных о деформативных и прочностных свойствах грунтов при динамических нагрузках затрудняет вопрос теоретического изучения сейсмостойкости зданий и сооружений. Отсутствие в имеющихся материалах о повреждениях зданий и сооружений комплекса сведений о инженерно-геологических условиях, свойстве грунтов, записи сейсмических колебаний поверхности земли и сооружения осложняет возможность сделать какие-либо конкретные выводы и применить их для определенных видов строительства зданий и инженерных сооружений в сейсмическом районе.

Из анализа последствий землетрясений известно [1-4,91,94], что отдельные здания реагируют по-разному на сейсмические воздействия в зависимости от конструктивных типов и грунтовых условий. Совершенно реальным является факт серьезных повреждений, вплоть до разрушения, зданий, построенных с учетом всех правил и норм сейсмозащиты. Существующие методы расчета на сейсмостойкость больше ориентированы на инженерную интуицию и не позволяют проектировать сооружения с более-менее реальными размерами сечений конструктивных типов при фактических значениях сейсмических ускорений. Кроме того, отсутствие данных по паспортизации конкретных зданий существенно осложняет их оценку на

практике. Но тем не менее, типизация современных зданий является способом обобщения при оценке степени сейсмического воздействия.

При изучении сейсмостойкости зданий и сооружений наряду с анализом последствий землетрясений положительный результат дают и экспериментальные методы – модельный и натурный. Модельный эксперимент дешевле натурального, и его можно осуществлять в любое время многократно, но с небольшими погрешностями в результатах [8,62].

Наиболее достоверные результаты модельного исследования можно получить на сейсмоплатформе с более простым законом колебаний (затухающие, гармонические).

Для оценки фактического состояния существующих зданий и сооружений были проведены экспериментальные работы, где получено, что собственные периоды кирпичных и каркасно-панельных зданий меньше, чем расчетные значения. Но, к примеру, для монолитного здания они не изменяются [53].

2.1.1 Модельные исследования.

Модельные и натурные эксперименты позволяют нам определить точность результатов теоретических исследований и кроме того решить некоторые теоретические задачи для инженерных сооружений, например: механику передачи сейсмического воздействия на здание, удара лавины на конструкцию галереи, учет пространственной работы конструкции здания и искусственного сооружения, механику грунтов засыпки и основания, установление слабых в сейсмическом отношении узлов конструкции здания, инженерного сооружения (галереи), вопросы гидроизоляции и главное, выбор наиболее устойчивых и минимально материалоемких из существующих конструкций сооружений [8].

Для исследуемого района Токтогульского водохранилища и прилегающих территорий на сегодняшний день исследованы также вопросы

сейсмостойкости искусственных дорожных сооружений: галерей, тоннелей, водопропускных труб [8].

Как считает А.Х. Абдужабаров в своей работе [8], в конструкции искусственных дорожных сооружений - галерей при проектировании допущен ряд недоработок по рациональному расходу материала и технологии возведения сооружения. На основе анализа работы уже построенных сооружений были установлены неточности расчета, как на статические, так и динамические нагрузки. Исходя из этого, обоснована необходимость проведения испытаний конструкций галерей, сначала на статические, а затем на динамические, включив удар лавины, падение камня и действие сейсмических сил [8].

2.1.2. Натурные эксперименты. Исследования собственных периодов колебаний существующих зданий и сооружений.

Анализ последствий сильных землетрясений, произошедших за последние 15-20 лет, значительно изменил взгляд проектировщиков и строителей на конструктивные особенности зданий и сооружений [1,11,12,32-40,43,44,46-49,52,59,56,61,62,76,94-96]. При исследовании сейсмостойкости зданий больше внимания в основном уделяется правильному решению узлов и соединений несущих конструкций, аналитическому методу определения сейсмостойкости, а также качеству строительства, и в то же время не проводится обобщения аналитически и экспериментально определенных динамических характеристик. Возможно, это связано со сложностью и значительными материальными затратами на такие исследования. Изучению динамических характеристик зданий и сооружений посвящено много работ, среди них отметим работы Я.М Айзенберга, С.В.Полякова, А.Г.Назарова, М.Т. Уразбаева, К.С.Абдурашидова, Карапетян, Т.Ж.Жунусова, М.Ф.Барштейн, Т.Р. Рашидова, С.В Медведева и др.

Для территории г. Каракуль, несмотря на высокую ее сейсмичность, таких исследований не проводилось, но ввиду существования типичных конструктивных решений зданий, по принципу обобщения можно будет применить результаты экспериментальных работ для соответствующих зданий.

Как известно, экспериментально полученные динамические характеристики существенно отличаются от вычисленных по действующим нормам. Возможно, причина заключается в том, что расчетные схемы, по которым определяются динамические характеристики зданий, не в полной мере отражают реальную картину работы сооружений, вследствие невозможности аналитического учета таких факторов, как жесткость заполнения, уровень напряженного состояния, податливость основания, конструктивные особенности и т.д. В практике современного строительства стремительно растет учет комплексных факторов влияния на сейсмостойкость строительства. Рассматриваемая задача не нова, но, тем не менее, она остается все еще актуальной.

Таким образом, в данном разделе рассмотрена задача определения собственных периодов колебаний различных зданий и сооружений экспериментально и их сравнение с расчетными данными. Для этого был проведен ряд экспериментов.

Объемно-планировочные и конструктивные решения исследуемых объектов:

1. Четырехэтажный четырех секционный жилой дом. Здание имеет размеры в плане 6.4×10.2 м. Фундаменты - ленточные из сборных железобетонных плит. Стены - из обыкновенного кирпича с железобетонными включениями комплексной конструкции. Перекрытия - сборные железобетонные панели. Фундамент здания заложен на валуно-галечниковых грунтах.

2. Трехэтажное каркасное здание. Размеры в плане 18×48 м. Фундаменты - монолитные железобетонные. Каркас - сборный по серии

ИИС-04. Перекрытия - сборные железобетонные панели. Основанием под фундамент здания служат валуно-галечники.

3. Центральная сейсмостанция «Бишкек». Трехэтажное каркасно-панельное здание. Размеры в плане 12×67.2м. Фундаменты - под колонны по серии ИИС-04-1. Колонны - серии КЭ-01-49. Наружные стены - сборные железобетонные навесные панели. Перекрытия - сборные железобетонные панели. Основанием под фундамент служат валуно-галечники мощностью 1300-1500м.

4. Трехэтажный монолитный жилой дом. Размеры в плане 10.8×28.8м. Основанием под фундамент служит чередование песчаников, алевролитов и глин с включением мелкой гальки и гравия.

5. Дымовая труба ТЭЦ-2 г. Бишкек. Высота дымовой трубы 175м, оболочка конической формы, выполненная из монолитного железобетона плотностью $\rho=2.5 \text{ т/м}^3$. Толщина стенки на отметке 0.00м равна 55см, на отметке 175м - 30см. Фундамент трубы имеет вид кольца, внутренний диаметр которого равен 16.60м, наружный 36.00м и заложен на отметке 4.50м от дневной поверхности. Основанием под фундамент трубы служат валуно-галечники мощностью 1300-1500м [52,53].

Экспериментальные исследования для определения собственных периодов колебаний зданий и сооружений проводились следующими методами: от оттяжки проводом, от ветра, микросейсм, от землетрясения и от возбуждения колебаний грунтового основания с помощью вибромашины; от удара на грунт груза массой 6т, сброшенного с высоты 10м.

После приложения короткого начального внешнего воздействия различные сооружения колеблются с собственным периодом колебания [33,63]. Таким образом, полученные данные отражают упругую область деформирования изучаемых объектов.

В таблице 2.1 приведена краткая выборка преобладающих периодов колебаний изучаемых объектов на основе обработанных записей эксперимента.

Таблица 2.1 - Количественная оценка собственных периодов колебаний зданий и сооружения

| № | Тип Здания | Число этажей | Теоретически полученные периоды, с. | | | Экспериментально определенные периоды, с. | | |
|---|------------------|--------------|-------------------------------------|----------------|----------------|---|----------------|----------------|
| | | | T ₁ | T ₂ | T ₃ | T ₁ | T ₂ | T ₃ |
| 1 | Кирпичный дом | 4 | 0,22 | 0,12 | 0,05 | 0,15 | 0,09 | 0,04 |
| 2 | 3-этажное здание | 3 | 0,62 | 0,36 | 0,11 | 0,42 | 0,30 | 0,09 |
| 3 | ЦСС Бишкек | 3 | 0,26 | 0,15 | 0,07 | 0,24 | 0,12 | 0,06 |
| 4 | Монолитный дом | 3 | 0,18 | | | 0,18 | | |
| 5 | Дымовая Труба | Высота 180м | 1,3 | 0,34 | 0,17 | 1,7 | 0,45 | 0,17 |

Анализ полученных данных показывает:

а) Периоды собственных колебаний, вычисленные аналитически, отличаются от экспериментальных значений:

кирпичный дом - по первому тону на 33%, по второму на 25%, по третьему на 20%;

трехэтажное каркасное здание - по первому тону на 33%, по второму на 29%, по третьему на 21%;

центральная сейсмостанция «Бишкек» - по первому тону на 11%, по второму на 24%, по третьему на 24%;

трехэтажный монолитный дом - теоретический и экспериментально определенный период колебаний совпадает;

дымовая труба - по первому тону на 23.4%, по второму на 25.1%, по третьему на 0.4%;

б) фундаменты, расположенные на плотных грунтах во всех изучаемых объектах колеблются с такими же периодами, что и грунт.

в) как показывают проведенные экспериментальные исследования фактические жесткости, т.е., собственный период колебаний для кирпичного дома и каркасно-панельных зданий оказались намного меньше расчетных. Разницу в значении периодов можно объяснить тем, что в расчетах периоды колебаний определяются по жесткости каркаса без учета второстепенных конструктивных элементов (перегородки, лестницы), которые, как видно, существенно повышают жесткость зданий.

г) в монолитном доме за счет более равномерного распределения внутренних усилий фактически и аналитически определенные собственные периоды колебаний совпадают. Следует особо отметить, что собственные периоды колебаний, определенные до и после испытания вибромашиной практически совпали, что подтверждает высокие упругопластические свойства данного типа сооружений.

д) эксперименты, проведенные на дымовой трубе, показали, что наблюдаемый собственный период колебаний данного сооружения оказался выше, чем расчетный.

2.1.3 Исследование взаимодействия колебаний грунта и 3-этажного монолитного дома, расположенного в более 9 балльной зоне.

С помощью вибрационной машины ВМ-200 было проведено вибрационное динамическое испытание 3-этажного монолитного здания. Одновременно проводилось натурное наблюдение параллельно стоящего типового дома от действия вибрационной динамической нагрузки, проходящей через грунт. В процессе работы вибромашины происходило интенсивное раскачивание здания, что вызвало в прилегающем массиве грунта колебания, близкие по характеру к сейсмическим, вследствие чего появились колебания и у параллельно стоящего однотипного здания. Особенностью этой работы является прослеживание всего процесса, происходящего на пути вибрационной

нагрузки от фундамента к грунту, от грунта к фундаменту и от фундамента к перекрытию 3-этажа монолитного здания.

Целью эксперимента является изучение реакции монолитного здания на действия вибрационной динамической нагрузки, передающейся через грунт.

Район расположения монолитного дома по карте сейсмического микрорайонирования относится к более 9 балльной зоне [23]. Возведение строительных объектов на площадках, сейсмичность которых превышает 9 баллов, обычно не рекомендуется, так как это связано с малой изученностью проблемы сейсмостойкости зданий в этих зонах. Работа такого характера для изучаемого района проводилась впервые. Натурное изучение реакции зданий и сооружений на сейсмические воздействия в более 9 балльной зоне является одним из основных факторов [21], учитываемых при оценке сейсмостойкости здания. Однако реальные условия усложняют теоретическое решение сейсмостойкости здания на действие внешних сил и требуют приближенных инженерных оценок.

Исследуемое монолитное здание со сборными перекрытиями имеет размеры в плане $36 \times 10,8$ м.

Фундамент здания – монолитная железобетонная плита, толщиной 300 мм, глубина заложения фундамента – 2,45 м.

Внутренние несущие стены выполнены из монолитного железобетона В15 толщиной $\delta=160$ мм, наружные несущие стены – монолитный керамзитобетон В12,5, $\delta=400$ мм. Шаг продольных стен 5400 мм, внутренних поперечных стен 3600 мм.

Перекрытия – сборные железобетонные плиты, опертые по трем сторонам (варианты проектных решений предусматривают сборные плиты перекрытий, опертые по контуру, а также монолитные перекрытия с оставляемой опалубкой в виде сборной железобетонной скорлупы).

Грунтовые условия – основание с поверхности до глубины 5 м сложены суглинками и супесями, ниже залегают пески гравелистые с чередованием

песчаников, алевролитов и глин с включением мелкой гальки и гравия. Грунтовые воды залегают на глубине 0,72-3,75м от дневной поверхности земли.

Последовательность вибрационных испытаний. Выполнено 8 этапов испытаний с изменением статического момента вибрационной машины от 202,88 кН·см до 1621,1 кН·см. При этом диапазон изменения частот колебаний вибромашины оставался практически неизменным.

Следует отметить, что на 8-этапе исследования с северной и восточной стороны здания грунт основания был существенно замочен в результате аварии водопровода. Уровень воды в траншее теплотрассы и канализационном коллекторе составил – 0,8-1,2м от поверхности.

Инженерно-сейсмометрическая аппаратура для экспериментального исследования была выбрана на основе изучения сейсмического шума, существующего на промплощадке объекта. Преобладающие периоды естественных колебаний грунта лежат в диапазоне от 0,1с до 1,4с [52]. При выборе аппаратуры, также учитывались расчетные периоды собственных колебаний изучаемого объекта [21]. На основе вышеперечисленных особенностей, была отобрана соответствующая инженерно-сейсмометрическая аппаратура.

Инженерно-сейсмометрическая аппаратура устанавливалась в 4-х точках наблюдения по трем составляющим в каждой точке наблюдения и соответственно параллельно основным осям здания (X – параллельно поперечной оси, Y – параллельно продольной оси, Z – параллельно вертикальной оси), с тем, чтобы проследить путь вибрационной нагрузки от источника до мест установки сейсмических приборов (рис.2.1).

Накопленный опыт показывает, что независимо от частот внешнего воздействия различные сооружения колеблются с собственным периодом [33,34].

Определение собственных колебаний проводилось на основании записей затухающих колебаний, вызванных вибрационной машиной VM-200 после ее отключения, то есть когда здание колебалось со своим собственным периодом.

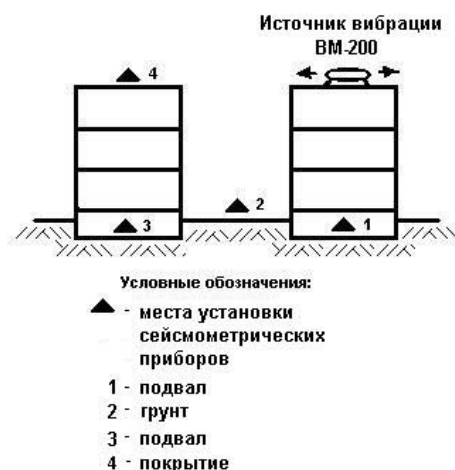


Рис. 2.1. Схема установки сейсмометрических приборов.

Известно, что если изменится параметр жесткости, то изменится и собственный период колебания. Такая связь сохраняется только в области упругого деформирования.

Как показали проведенные экспериментальные исследования, собственный период колебаний на восьми этапах исследования оставался неизменным $T=0,18$ с. Это связано с тем, что монолитный дом за счет более равномерного перераспределения внутренних усилий имеет высокие упругопластические свойства.

По окончании испытаний был определен собственный период колебаний, вызванный ударом груза об перекрытие над 3 этажом. Он составил $T=0,18$ с.

Вычислены отношения амплитуд колебаний по точкам наблюдения. Прослеживание изменения динамической нагрузки на пути от фундамента на грунт, от грунта на фундамент соседнего здания и далее на перекрытие дает представление о влиянии конструктивных особенностей этих зданий и грунта на этот параметр.

Ниже в таблице 2.2 приведены основные результаты экспериментального исследования.

Таблица 2.2 - Отношения амплитуд по точкам установки приборов.

| № | $A(x)1/A(x)2$ | $A(y)1/A(y)2$ | $A(z)1/A(z)2$ | $A(x)2/A(x)3$ | $A(y)2/A(y)3$ | $A(z)2/A(z)3$ | $A(x)4/A(x)3$ | $A(y)4/A(y)3$ | $A(z)4/A(z)3$ |
|----|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 1 | 0,947 | 0,357 | 0,625 | 4,222 | 7,778 | 0,727 | 2,667 | 1,444 | 1,364 |
| 2 | 1,769 | 0,283 | 0,857 | 2,321 | 8,571 | 1,167 | 1,786 | 1,571 | 1,389 |
| 3 | 2,059 | 0,357 | 0,294 | 1,545 | 2,917 | 5 | 1,455 | 1,417 | 1,058 |
| 4 | 1,905 | 0,333 | 0,714 | 1,909 | 5,294 | 1,167 | 1,782 | 1 | 1,333 |
| 5 | 1,444 | 0,269 | 0,278 | 2,118 | 8,667 | 2,571 | 1,471 | 1,333 | 1,286 |
| 6 | 1,488 | 0,32 | 0,467 | 2,15 | 6,944 | 1,667 | 1,6 | 1,111 | 0,156 |
| 7 | 1,321 | 0,478 | 0,55 | 2,944 | 6,053 | 1,667 | 2,111 | 1,105 | 0,15 |
| 8 | 1 | 1,5 | 0,9 | 6,25 | 3,5 | 0,952 | 3,5 | 1,25 | 1,333 |
| Ср | 1,492 | 0,487 | 0,586 | 2,933 | 6,215 | 1,865 | 2,046 | 1,279 | 1,009 |

[Примечание к условным обозначениям таблицы 2.2: $(A(x)1/A(x)2)$ – отношение амплитуд колебаний по составляющим в местах установки приборов].

Ниже приводится анализ для поперечной составляющей X, как наиболее опасной для зданий (табл. 2.2):

а) Амплитуда колебаний вибрационной нагрузки от фундамента к грунту уменьшается в среднем в 1,5 раза. Особенно следует остановиться на 8 этапе, когда из-за замачивания основания здания амплитуда колебания вибрационной нагрузки не изменилась.

б) Амплитуда колебания вибрационной нагрузки от грунта к фундаменту уменьшилась в среднем в 2,9 раза, а на 8 этапе в 6,3 раз.

в) Амплитуда колебания вибрационной нагрузки перекрытия 3-этажа к фундаменту увеличилась в среднем в 2,0 раз, а на 8 этапе увеличилась в 3,5 раза.

г) При испытаниях были получены максимальные ускорения на грунте - 0.29g, на фундаменте - 0,07g и на покрытии - 0,19g.

д) После испытания проводилось детальное обследование здания. При внешнем и внутреннем осмотре объекта трещин и других остаточных деформаций на несущих и ненесущих элементах не обнаружено. Запись микросейсм до и после испытания показала, что жесткость здания не изменилась. Таким образом, подтверждается то, что для зданий на грунтах такого типа главную опасность представляет не прочность несущих конструкций, а устойчивость всего сооружения. Поэтому при проектировании и строительстве на грунтах III категории основное внимание следует уделять несущей способности основания и общей устойчивости сооружения в целом.

2.1.4 Теоретический метод расчета амплитудно-частотных характеристик системы грунт, фундамент, сооружение.

Подробный анализ сейсмологических изменений в связи с построением Токтогульского водохранилища позволяет сделать инженерный, научно обоснованный вывод о том, что количество слабых землетрясений на глубине до 5км и вокруг водохранилища до 10км в этом районе увеличилась в начале заполнения, но в дальнейшем такой четкой зависимости по некоторым годам не наблюдалось [54]. Но, тем не менее, эти научные результаты дают предпосылки для расчета на сейсмостойкость при проектировании новых зданий и сооружений, а также обоснованно пересмотреть конструктивные решения, особенно фундаментную конструктивную и расчетную часть.

В связи с вышесказанным следует особое внимание проектировщикам уделить на вертикальную составляющую сейсмического удара на здания и сооружения. Это воздействие воспримет фундамент. Так как в

рассматриваемом районе на 95 % проектируются ленточные фундаменты, исследуем воздействие на ленточный фундамент дополнительной динамической нагрузки при землетрясении.

Рассмотрим отдельно ленточный фундамент как динамическую систему: длинная балка, лежащая на модифицированном основании Винклера [51]: На здание или сооружение передается переменная сейсмическая нагрузка со скоростью, которая зависит от свойств грунтов основания и окружающей грунтовой среды [9] (Рис. 2.2).

Колебания рассматриваемой системы: грунт, фундамент и здание, описывается системой дифференциальных уравнений в частных производных:

$$\left. \begin{cases} E_1 I_1 \frac{\partial^4 z_1}{\partial x^4} + m_1 \frac{\partial^2 z_1}{\partial t^2} + \delta_1 \left(\frac{\partial z_1}{\partial t} - \frac{\partial z_2}{\partial t} \right) + E_{1np.} (z_1 - z_2) = 0 \\ E_2 I_2 \frac{\partial^4 z_2}{\partial x^4} + m_2 \frac{\partial^2 z_2}{\partial t^2} + \delta_1 \left(\frac{\partial z_2}{\partial t} - \frac{\partial z_1}{\partial t} \right) + \delta_2 \left(\frac{\partial z_2}{\partial t} - \frac{\partial z_3}{\partial t} \right) + E_{1np.} (z_2 - z_1) + E_{2np.} (z_2 - z_3) = 0 \\ E_3 I_3 \frac{\partial^4 z_3}{\partial x^4} + m_3 \frac{\partial^2 z_3}{\partial t^2} + \delta_2 \left(\frac{\partial z_3}{\partial t} - \frac{\partial z_2}{\partial t} \right) + \delta_3 \frac{\partial z_3}{\partial t} + E_{2np.} (z_3 - z_2) + E_{3np.} z_3 = 0 \end{cases} \right\} (2.1)$$

где: E_i - модуль упругости материала i - го слоя.

I_i - момент инерции i - го слоя относительно оси – Y ;

δ_i – демпфирование i - го слоя;

$E_{inp.}$ – приведенный модуль упругости

z_i – вертикальный прогиб i - го слоя;

x – абсцисса сечения балки;

t – время;

Скорость сейсмической волны в грунте обозначим – v ; сечение балки фундамента – $U = x - vt$.

Реакция динамической системы описывается уравнением (2.1) и подается периодическая сейсмическая сила: $s(t) = \exp(i\omega t)$

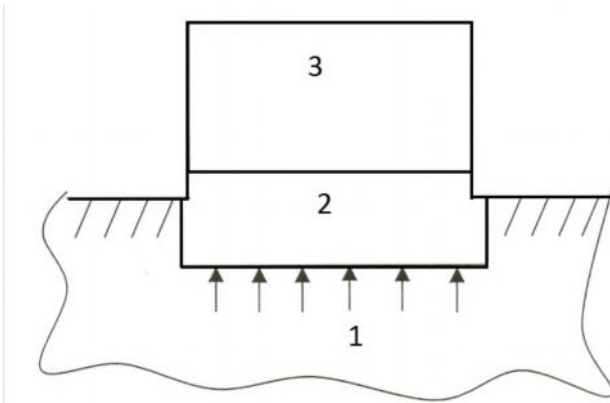


Рис. 2.2. Схема динамической системы

- 1- основание с воздействием сейсмической нагрузки;
- 2- ленточный фундамент;
- 3- здание или сооружение;

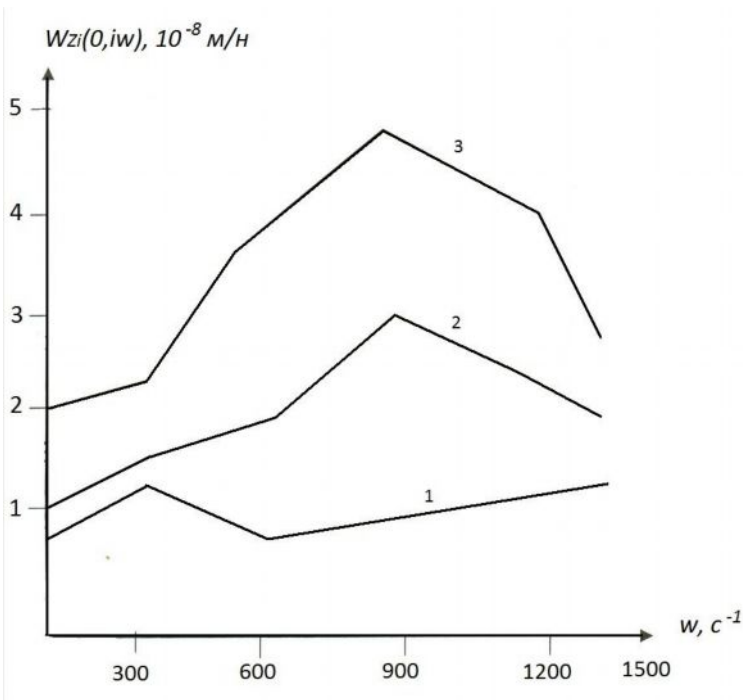


Рис. 2.3. Амплитудно-частотная характеристика прогибов основания – 1; фундамента – 2; здания – 3.

В уравнении (2.1) реакция системы имеет вид:

$$z_i(\omega_1 t) = \exp(i\omega t) W_{zi}^0(\omega, i\omega) \quad (2.2)$$

$$i = \overline{1,3}$$

В новой системе координат (2.1) из (2.2) преобразуем к виду:

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{Z_1}^{IV} + a_1 W_{Z_1}^{II} + a_2 W_{Z_1}^1 + a_3 W_{Z_2}^1 + b_1 W_{Z_2}^1 = 0 \\ W_{Z_2}^{IV} + b_3 W_{Z_2}^{II} + b_4 W_{Z_2}^1 + b_5 W_{Z_2}^1 + a_4 W_{Z_1}^1 + a_5 W_{Z_1}^1 + C_1 W_{Z_3}^1 + C_2 W_{Z_3}^1 = 0 \\ W_{Z_3}^{IV} + C_3 W_{Z_3}^{II} + C_4 W_{Z_3}^1 + C_5 W_{Z_3}^1 + b_6 W_{Z_2}^1 + b_7 W_{Z_2}^1 = 0 \end{array} \right\} \quad (2.3)$$

В уравнении (2.3) обозначения следующие:

$$W_{Z_i}^{IV} = \frac{\partial^4 Z_i}{\partial u^4}; \quad W_{Z_i}^{II} = \frac{\partial^2 Z_i}{\partial u^2}; \quad W_{Z_i}^1 = \frac{\partial Z_i}{\partial u}; \quad i = \overline{1,3};$$

$$a_1 = \frac{m_1 v^2}{E_1 I_1}; \quad a_2 = \frac{v(f_1 + m_1 \omega i)}{E_1 I_2}; \quad a_3 = \frac{u_1 - m_1 \omega^2 + f \omega i}{E_1 I_1};$$

$$a_4 = \frac{f_1 v}{E_2 I_2}; \quad a_5 = \frac{u_1 + f_1 \omega i}{E_2 I_2}; \quad b_1 = \frac{f_1 v}{E_1 I_1}; \quad b_2 = \frac{u_1 + f_1 \omega i}{E_1 I_1}$$

$$b_3 = \frac{m_2 v_2}{E_2 I_2}; \quad b_4 = \frac{v(f_1 + f_2 + 2m_2 \omega i)}{E_2 I_2}; \quad b_5 = \frac{u_1 + u_2 - m_2 \omega^2 + \omega i(f_1 + f_2)}{E_2 I_2};$$

$$b_6 = \frac{f_2 v}{E_3 I_3}; \quad c_1 = \frac{f_2 v}{E_2 I_2}; \quad c_2 = \frac{u_2 + f_2 \omega i}{E_2 I_2}; \quad c_3 = \frac{m_3 v^2}{E_3 I_3};$$

$$c_4 = \frac{v(f_2 + f_3 + 2m_3 \omega i)}{E_3 I_3}; \quad c_5 = \frac{u_2 + u_3 - m_3 \omega^2 + \omega(f_2 + f_3) i}{E_3 I_3};$$

Решение системы (2.3) удовлетворяет следующим краевым условиям на бесконечность:

$$\left. \begin{array}{l} W_{Z_i}^0(\omega, i\omega) = 0; \\ \omega \rightarrow \infty \end{array} \right\}; \quad \left. \begin{array}{l} W_{Z_i}^0(\omega, i\omega) = 0 \\ \omega \rightarrow \infty \end{array} \right\} \quad i = \overline{1,3} \quad (2.4)$$

Для окончания решения уравнения (2.3) используем расчеты работы [51]. Результаты теоретических и экспериментальных исследований [9] приведены как графики амплитудно-частотных характеристик основания - 1, фундамента -

2 и здания, сооружения - 3 при скорости движения сейсмической волны в грунте $v=120\text{км/ч}$ (Рис. 2.3).

Расчетные параметры на графике кривых рисунка 2.3 приведены в таблице 2.3.

Таблица 2.3 - Расчетные параметры кривых.

| Материалы | $E, \text{н/м}^2$ | $I, \text{м}^2$ | $U, \text{па}$ | $m, \text{кг/м}$ | $f, \text{нс/м}^2$ |
|------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------|--------------------|
| Здания | $0,25 \cdot 10^{12}$ | $0,450 \cdot 10^{-4}$ | $0,120 \cdot 10^{10}$ | 100 | $0,21 \cdot 10^5$ |
| Фундаменты | $0,15 \cdot 10^{11}$ | $0,15 \cdot 10^{-8}$ | $0,2 \cdot 10^9$ | 70 | $0,71 \cdot 10^5$ |
| Основания | $0,2 \cdot 10^{11}$ | 1,5 | $0,3 \cdot 10^9$ | 600 | $0,21 \cdot 10^7$ |

2.1.5 Воздействия на здания и сооружения вертикальной составляющей сейсмической волны.

Как показали сейсмологические исследования, воздействия Токтогульского водохранилища на изменение сейсмической активности позволяют утверждать, что дополнительная сейсмическая активность района связана с очагами землетрясений небольшой глубины (5-10км). При Ташкентском землетрясении 26 апреля 1966г. глубина очага составляла 8км, а эпицентральная область заняла 10 км^2 . Интенсивность землетрясения была оценена в 7-8 баллов, но повреждения зданий и сооружений были значительные [76]. Подобные повреждения зданий и сооружений возможны в районе наших исследований Токтогульского водохранилища.

Как известно, сейсмостойкость зданий и сооружений можно определить ее динамической жесткостью [11,94], т.е. замером частоты колебаний и логарифмическим декрементом. Это можно осуществить экспериментально или по теоретическим формулам. Исследования сейсмостойкости зданий и инженерных сооружений (мостов, подпорных стен, лавинно-защитных галерей,

тоннелей, труб в насыпях, аквидуков, виадуков) показывают, что при сейсмическом воздействии на эти сооружения, динамическая жесткость снижается. Это позволяет характеризовать пригодность этих сооружений для дальнейшей эксплуатации и степень возможности сопротивляться сейсмическим силам определенной интенсивности. Кроме того, после восстановительных работ, необходимых для дальнейшей эксплуатации, следует дать инженерно обоснованную характеристику эффективности проделанных работ.

Частоту собственных колебаний инженерных сооружений можно определить по эмпирической формуле [76]:

$$\omega = \frac{\sqrt{bgR}}{0,45Hz} \mu k \quad (2.5)$$

Где Н – высота здания или сооружения, м

b – ширина здания или сооружения, м

g – ускорение силы тяжести, м/с²

R – расчетное сопротивление грунта основания, кг/м²

Z – деформированность здания до землетрясения z=1, после – 0,9

μ – коэффициент динамической жесткости сооружения.

Приведем значения коэффициентов динамической жесткости μ, полученные экспериментальным путем для различных конструктивных типов зданий и инженерных сооружений:

- высотные здания μ=1
- здания 1-3 этажа μ=1,2-1,5
- галереи μ=2
- мосты μ=1,8
- подпорные стенки μ=2,1
- трубы в насыпи μ=2,5

- тоннели – $\mu=3,0$

k – коэффициент конструкции сооружения.

1. высотные здания, $k=1$
2. здания 1-3 этажа $k=0,8\div 0,9$
3. галереи: а) открытые $k=0,8\div 0,9$ б) закрытые $k=1$
4. мосты: а) балочные $k=1$ б) висячие $k=0,5$ в) ферменные $k=0,8$
5. подпорные стены: а) каменной кладки $k=0,9$ б) бетонные $k=1,0$
6. трубы в насыпи: а) прямоугольные $k=0,9$ б) круглые $k=1$
7. тоннели: а) в скальных грунтах $k=1$,б) в не скальных – $k=0,8\div 0,9$

Анализ последствий землетрясений с неглубоким очагом, а также результаты экспериментальных исследований позволили выявить характер и особенность деформаций зданий и инженерных сооружений. В этих сооружениях в соответствии с вертикальной основной составляющей сейсмической волны наибольшим повреждениям подвергаются ригели и перекрытия сооружений, а также консольные части, что легко объяснить и соответствует элементарным расчетам. Следует отметить, что вертикальные части имели наименьшие деформации, т.к. при этих землетрясениях работают на сжатие и могут сопротивляться большим перенапряжениям, а консольные части и перекрытия сооружений подвергаются деформациям изгиба, поскольку имеют малый запас прочности. Деформации характерные для исследованных сооружений показаны на схемах (рис.2.4-2.9).

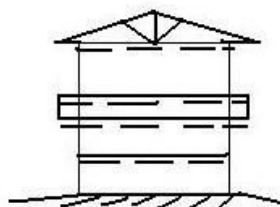


Рис. 2.4. Деформации плит перекрытий и балконов зданий показаны штрихами.

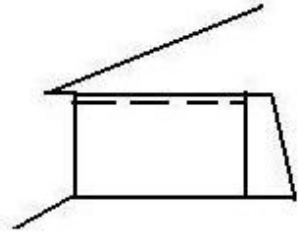


Рис. 2.5. Деформации галерей. В открытых галереях возможны деформации колонн. В закрытых галереях деформации перекрытий.

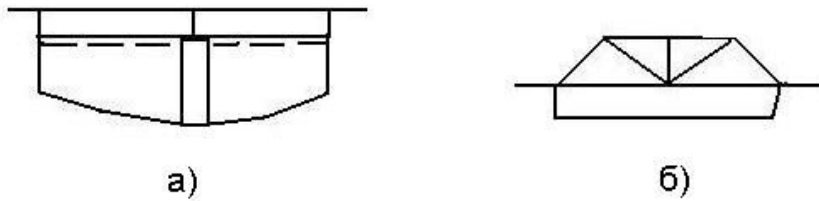


Рис.2.6. Мосты. Конструкции ферм: (б) более сейсмостойчивые, чем балочные (а)

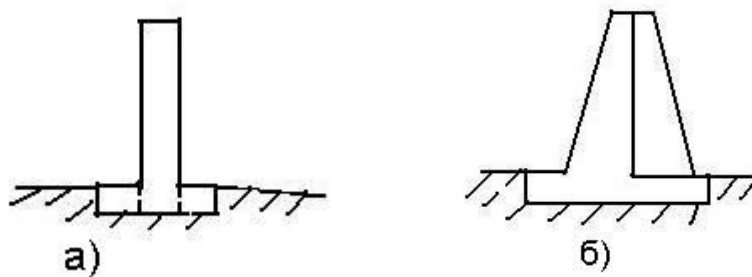


Рис.2.7. Подпорные стенки с контрфорсами б) более сейсмостойчивы, чем с вертикальной гранью а).

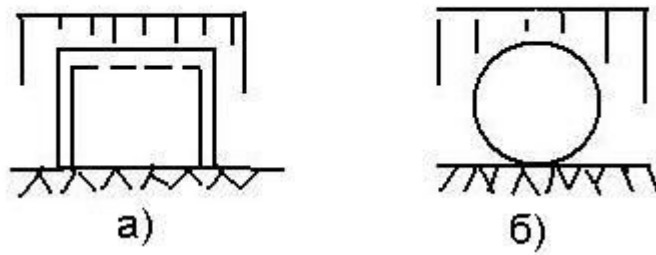


Рис.2.8. Трубы в насыпи прямоугольного очертания больше деформируются, чем круглые.

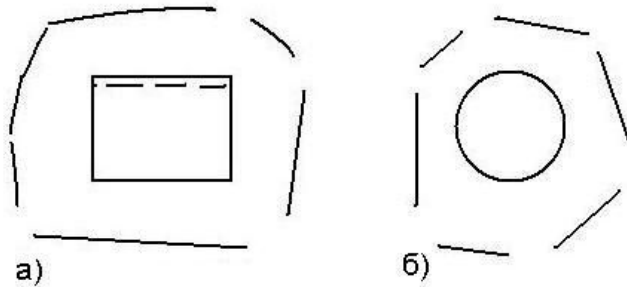


Рис.2.9. Тоннели на участке круглого сечения (б) более сейсмостойчивые, чем прямоугольные (а).

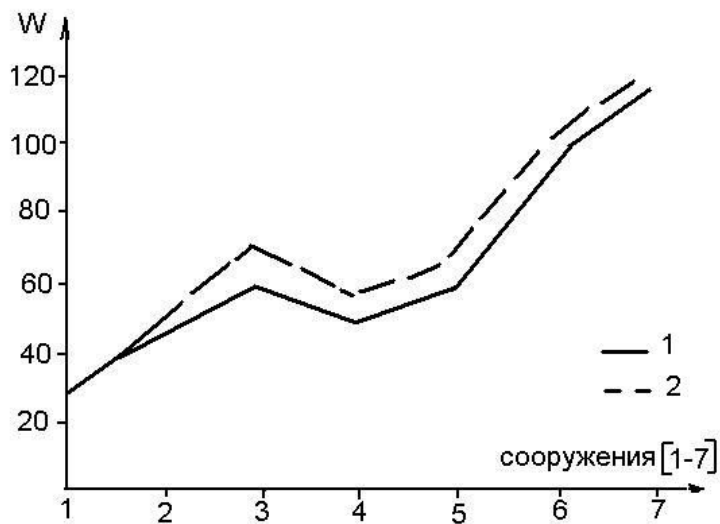


Рис. 2.10. Частоты собственных колебаний инженерных сооружений.

1 - Результаты натурных измерений.

2 - Результаты расчетов по формуле (2.5). Сооружения: 1 – высокие здания; 2 – здания 1-3 этажа; 3 – галереи; 4 – мосты, подпорные стенки; 5 – трубы; 6 – трубы в насыпи; 7 – тоннели.

Выводы.

1. Результаты научных исследований позволяют утверждать, что повреждения и деформации зданий и сооружений при неглубоких очагах землетрясений имеют существенные различия, чем при обычных сейсмических воздействиях, очаг которых находится на значительном удалении.

2. Повреждения зданий и сооружений при вертикальной составляющей сейсмического воздействия приблизительно на одну степень выше. Этим объясняются значительные разрушения зданий и сооружений при неглубоких очагах интенсивностью 7-8 баллов.

2.2 Результаты экспериментального исследования модели дома из кирпича-сырца

Несмотря на высокие достижения и развитие науки в области сейсмостойкого строительства проблема обеспечения сейсмоустойчивости жилых домов является все еще актуальной проблемой нашей жизни.

Во всем мире в области строительства, для решения вопросов сейсмостойкости зданий и сооружений широко применяются новые, все более совершенные строительные конструкции и материалы.

Но, тем не менее, в нашем регионе на сегодняшний день все еще широко используется строительство домов из местных материалов – кирпича-сырца, «сынч», «сокмо».

Исходя из вышесказанного, существует практическая необходимость в исследовании таких домов с целью усиления их от сейсмических воздействий и других природных явлений.

С этой целью лабораторией «Сейсмостойкое строительство» кафедры «Проектирование, возведение зданий и сейсмостойкое строительство» КГУСТА им. Н.Исанова совместно с Центром инновационных технологий и фондом «Хабитат» была проведена серия экспериментов, том числе, и на модели дома из кирпича-сырца размером $2,5 \times 3,5$ м на сейсмоплатформе [61].

Модель дома из «кирпича сырца».

На рисунке 2.11. приведена модель дома с несущими стенами из кирпича-сырца. На рисунке 2.12. показана запись колебаний виброплатформы на модели дома из «кирпича-сырца» 4 мая 2012г. Для построения амплитудного спектра выделены отрезки записи: 1 отрезок – с 32000 до 36000, 2 – отрезок с 44000 до 48000, т.е. в интервале 20 секунд. Полная длительность записи 4 минуты 26

секунд. На рисунках 2.13-2.14 приведены амплитудные спектры для двух выделенных отрезков.



Рис.2.11 Модель дома из кирпича-сырца.

Для регистрации записи ускорений по трем составляющим: Z - вертикальная, горизонтальные X – восток-запад и Y – север-юг были использованы цифровые приборы GioSig.

На рисунках 2.15-2.16 представлены записи интенсивности колебаний виброплатформы (балльности) на модели дома из «кирпича сырца» 4 мая 2012г. с ускорением 20 см/с^2 и 60 см/с^2 соответственно. Рисунок 2.17 показывает соответствие этих значений ускорений различным шкалам сейсмической интенсивности.

На записи колебаний модели дома из «кирпича сырца» виброплатформы 4 мая 2012г выделены отрезки записи: 1 отрезок – с 32000 до 36000, 2 – отрезок

с 44000 до 48000, т.е. в интервале 20 секунд. Полная длительность записи 4 минут 26 секунд.

На записи амплитудного спектра колебаний виброплатформы для отрезка 1, преобладающая частота по составляющим: оси Z - $f=5,8$ Гц или период $T=0,172$ сек; X (В-З) - $f=1,95; 3,9; 5,8$ и $7,75$ Гц или периоды $T=0,513; 0,256; 0,172; 0,129$ сек; оси Y (С-Ю) - $f=3,9; 5,8$ и $7,75$ Гц или периоды $T=0,256; 0,172; 0,129$ сек (Рис.2.13).

Для второго участка 2 преобладающая частота по составляющей Z - $f=6,7$ Гц или период $T=0,149$ сек; по оси X (В-З) - $f=6,7$ Гц или периоды $T=0,149$ сек; по Y (С-Ю) - $f=3,4; 6,7$ Гц или периоды $T=0,294; 0,149$ сек соответственно.

Для модели дома из кирпича-сырца величина интенсивности колебаний, 60 см/с^2 , при которой наступает разрушение, по шкале MSK-64 соответствует сейсмической интенсивности 8 баллов, а по EMS-92 – 5 баллам.

Результаты эксперимента показывают, что данный тип дома подвергается разрушению при определенной величине ускорения, откуда следует, что полученный результат имеет рекомендательное значение с целью усиления данной конструкции для защиты от реальных сейсмических воздействий.

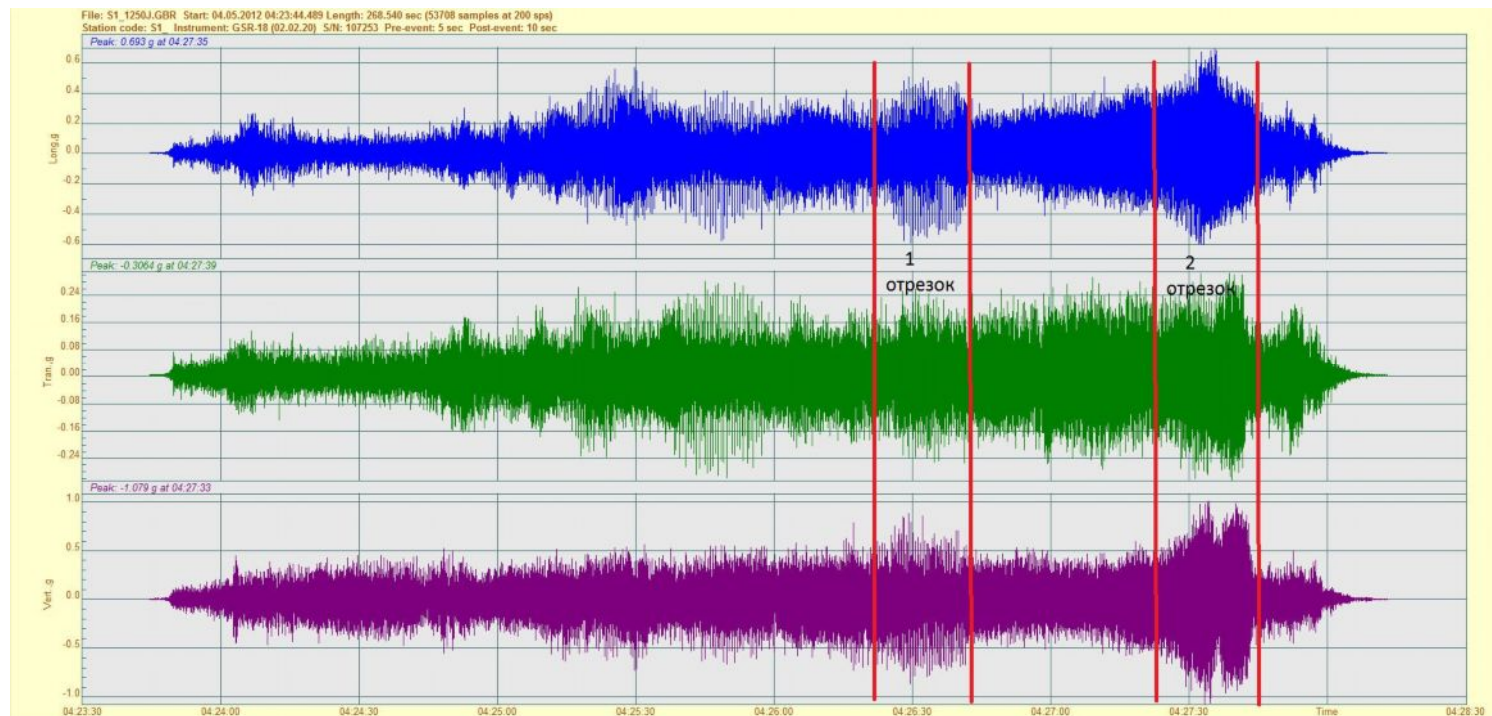


Рис.2.12. Запись колебаний на модели дома из «кирпича сырца», виброплатформа 4 мая 2012г. Отрезки записи: 1 отрезок – с 32000 до 36000, 2 – отрезок с 44000 до 48000, т.е. в интервале 20 секунд. Полная длительность записи 4 минут 26 секунд.

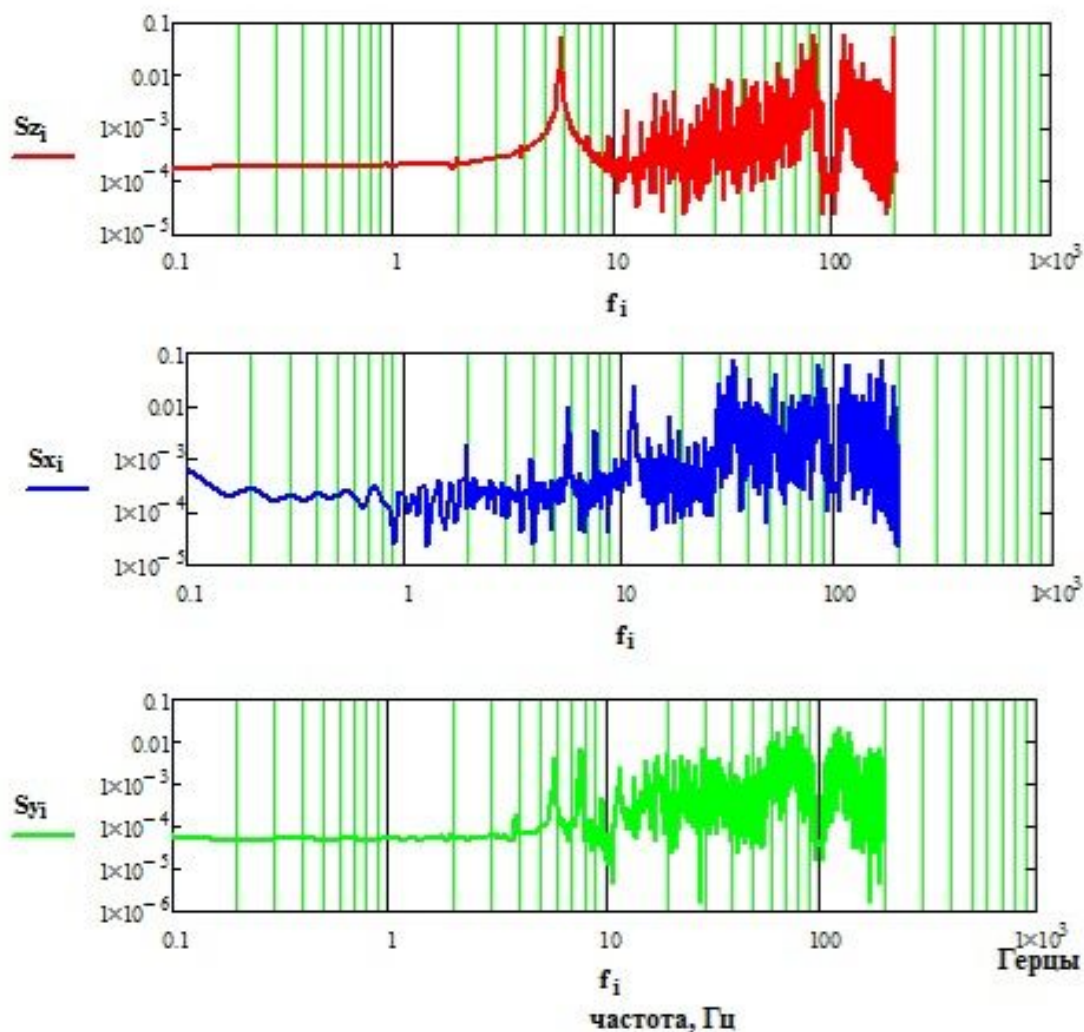


Рис.2.13. Амплитудный спектр колебаний виброплатформы для отрезка 1. Преобладающая частота по составляющим: оси Z - $f=5,8$ Гц или период $T=0,172$ сек; X (В-З) - $f=1,95; 3,9; 5,8$ и $7,75$ Гц или периоды $T=0,513; 0,256; 0,172; 0,129$ сек; оси Y (С-Ю) - $f=3,9; 5,8$ и $7,75$ Гц или периоды $T=0,256; 0,172; 0,129$ сек

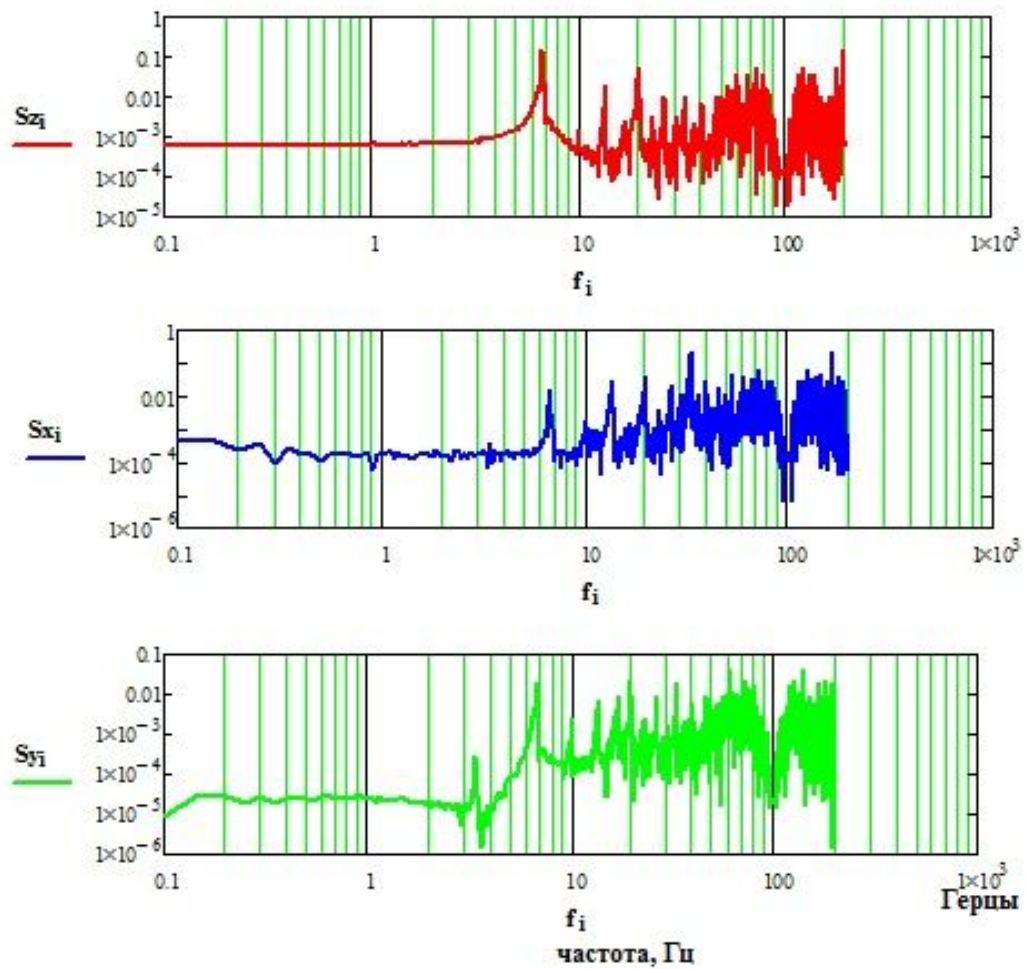


Рис.2.14 Амплитудный спектр виброплатформы для отрезка 2 Преобладающая частота по составляющей Z - $f=6,7$ Гц или период $T=0,149$ сек; по оси X (В-З) - $f=6,7$ Гц или периоды $T=0,149$ сек; по Y (С-Ю) - $f=3,4; 6,7$ Гц или периоды $T=0,294; 0,149$ сек соответственно.



Рис.2.15. Запись интенсивности (балльности) колебаний виброплатформы на модели дома из «кирпича сырца», 4 мая 2012г. Ускорение - 20 см/с^2



Рис.2.16. Запись интенсивности (балльности) колебаний виброплатформы на модели дома из «кирпича сырца», 4 мая 2012г. Ускорение - 60 см/с^2

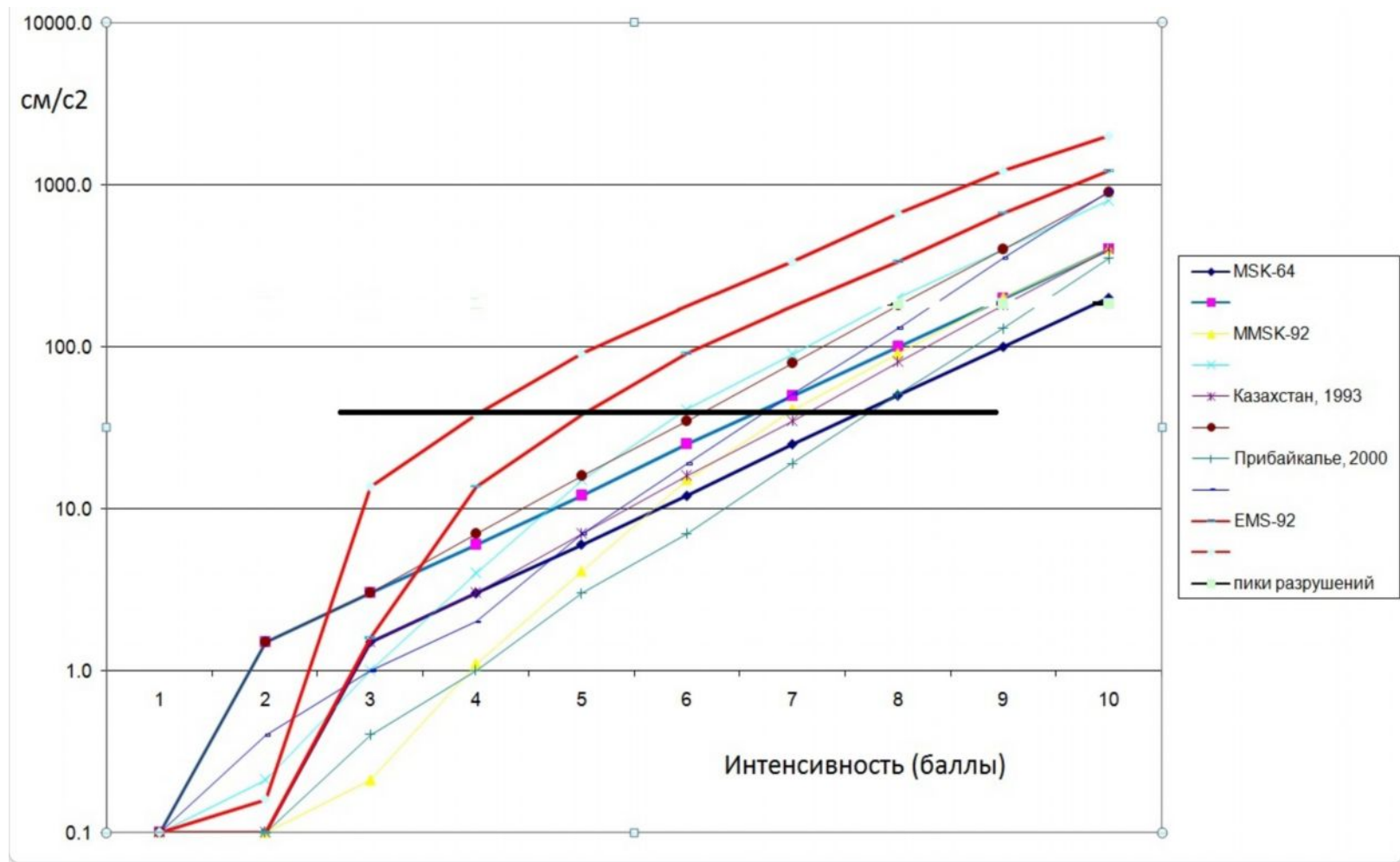


Рис.2.17. Величина интенсивности (баллов) колебаний на виброплатформе 60 см/с^2 на модели дома из «кирпича-сырца» в различных шкалах сейсмической интенсивности.

ВЫВОДЫ

1. Во второй главе приведены результаты экспериментальных исследований по определению собственных периодов колебаний различных зданий и сооружений.

2. Результаты натурного исследования реакции монолитного здания на сейсмические воздействия в более 9 балльной зоне показало, что амплитуда колебаний вибрационной нагрузки от фундамента к грунту уменьшается в среднем около в 1,5 раза.; амплитуда колебания вибрационной нагрузки от грунта к фундаменту уменьшилась в среднем в 2,9 раза, а на 8 этапе в 6,3 раз;

3. Теоретическая возможность определения амплитудно-частотных характеристик системы грунт, фундамент, сооружение позволяет учесть демпфированную передачу усилий и частот колебаний от вертикальной составляющей сейсмического воздействия на инженерное сооружение.

4. Повреждения зданий и сооружений при вертикальной составляющей сейсмического воздействия приблизительно на одну степень выше. Этим объясняются значительные разрушения зданий и сооружений при неглубоких очагах интенсивностью 7-8 баллов.

5. Для модели дома из кирпича-сырца величина интенсивности колебаний, равная 60см/с^2 , при которой наступает разрушение, по шкале MSK-64 соответствует сейсмической интенсивности 8 баллов, а по EMS-92 – 5 баллам. Результаты эксперимента показывают, что данный тип дома не является сейсмоустойчивым и мероприятия по его усилению обязательны.

$$y_{kj} = \sum_1^n k_i \left[C_i \sin(p_i t + \varphi_i) + \frac{-1}{\alpha_{ij} p_i} \int_0^t \ddot{y}_0(u) \sin p_i(t-u) du \right], \quad (3.2)$$

где α_{ij} – зависит от формы каждого главного колебания (α_i) и от места приложения силы $m_j \ddot{y}_0(\alpha_j)$;

k_j – некоторый коэффициент, характеризующий величину перемещения k – точки системы по отношению к величинам перемещения других точек в соответствующем i - том главном направлении;

p_i – частота собственных колебаний системы в i – том главном направлении;

C_i и φ_i – значения произвольных постоянных для соответствующих главных направлений [55].

Полное отклонение точки k в системе со многими степенями свободы определяется по следующей формуле [55]:

$$y_k = \sum_1^n \frac{a_0 \omega^2 X_i(x_k) \beta_{it}}{2V_i} \sum_1^n m_j X_i(x_j) \quad (3.3)$$

где $X_i(x_k)$ – сила, действующая в точке k ;

$X_i(x_j)$ – сила, действующая в точке j ;

a_0 и ω – амплитуда и частота колебаний земной поверхности;

β_{it} – коэффициент динамичности;

При определении расчетных нагрузок по предельным состояниям основным требованием является то, что напряжения и усилия, возникающие в основных элементах здания и сооружения, а также их деформации и перемещения должны быть близки к установленным предельным значениям и не превышать их. Это требование объясняется стремлением обеспечить устойчивость зданий и

сооружений любой конструкции. Из сказанного по условиям прочности и устойчивости зданий, действительные перемещения должны быть не больше допустимых и удовлетворять следующему неравенству:

$$\delta_{k(max)} \leq [\delta_{доп}] \quad (3.4)$$

где: $\delta_{k(max)}$ - действительное перемещение k этажа здания;

$[\delta_{доп}]$ - предельно допустимое перемещение k этажа здания.

На нижеследующем рисунке 3.1 показана схема перемещения четырехэтажного кирпичного дома от действия сейсмической силы.

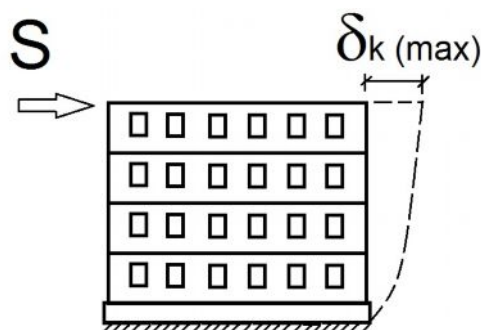


Рис. 3.1 Схема перемещения здания. S – сейсмическая сила, действующая на здание; δ_{kmax} – величина перемещения k -го этажа здания

Если значение напряжений и деформации существенно выше предельных, т.е. не соблюдается вышеуказанное условие, то потребуется дополнительное усиление элементов конструкций, что приведет к увеличению объемов строительных работ и перерасходу материалов, а, следовательно, к удорожанию стоимости зданий и сооружений. С другой стороны, увеличение напряжений и деформаций за предельные значения, приводит к разрушению здания во время землетрясения, и, следовательно, здание или сооружение не будет удовлетворять условиям нормальной эксплуатации.

Поскольку жилая застройка небольших городов исследуемого района представлена большей частью кирпичными четырехэтажными домами, то приведем некоторые расчеты на сейсмические нагрузки, проведенные программным комплексом «Ли́ра» [132] для этого типа здания.

В основу расчета программным средством «Ли́ра» - «Проектирование и расчет строительных и машиностроительных конструкций» положен метод конечных элементов в перемещениях. В качестве основных неизвестных приняты следующие перемещения узлов:

X линейное по оси X

Y линейное по оси Y

Z линейное по оси Z

UX угловое вокруг оси X

UY угловое вокруг оси Y

UZ угловое вокруг оси Z

В программе реализованы положения следующих разделов СНиП [85-90]:

СНиП 2.01.07-85*- нагрузки и воздействия

СНиП 2.03.01-84* - бетонные и железобетонные конструкции

СНиП II-7-81* - строительство в сейсмических районах

СНиП II-23-81* - стальные конструкции

Координаты узлов и нагрузки описаны в правой декартовой системе координат. Расчет выполнен на загрузения сейсмической интенсивности 7, 8 и 9 баллов как динамические по СНиП КР 20-02:2009 [90].

В расчете учитывается заданное количество форм собственных колебаний (KF). Количество динамических составляющих равно количеству форм собственных колебаний, по которым раскладывается динамическая нагрузка. Значения сейсмических нагрузок, соответствующих каждой форме собственных колебаний, вычислены согласно положениям строительных норм Казахстана, СНиП РК 2.03-30-2006 [91], Кыргызстана СНиП КР 20-02:2009 [90].

Расчетные сочетания усилий для стержней выбираются по критерию экстремальных нормальных и сдвиговых напряжений в периферийных зонах сечения. Расчетные сочетания напряжений для пластинчатых элементов выбираются по критерию экстремальных напряжений с учетом направления главных площадок.

Район расположения 138 квартирного кирпичного дома -5408/84 г. Каракуль относится ко Пв климатическому подрайону и характеризуется следующими природно-климатическими условиями:

Расчетная сейсмичность площадки – 9 баллов.

Расчетная зимняя температура на отопление - 22°C.

Основанием под фундамент служат галечниковые грунты с суглинистым заполнителем, т.е II категория грунтов по СНиП II-7-81 [87]. Грунтовые воды залегают на глубине больше 45м. Территория не подвержена оползневым явлениям и расположена вне селеопасной зоны.

План и разрез данного типа жилого строения приведены на рисунках 3.2 и 3.3 и 3.4. На рисунке 3.5-3.7 приведены результаты расчета модели данного дома, проведенные программным комплексом «Лира».

На рисунке 3.5 приведены расчетные данные по перемещению данного здания в результате сейсмического воздействия интенсивностью 9 баллов. Темные цвета на рисунке указывают места, подвергнутые наибольшей деформации - смещению при сейсмических воздействиях на здание. Диапазон перемещений по оси X соответствует диапазону от 0,0631-6,32мм; Y находится в интервале 0,0052-5,92мм и Z – 0,264-2,02мм. Причем следует отметить, что для X направления повреждения будут характерны в углах примыкания несущей продольной стены с перекрытием от начала до конца и по торцовой стене. Для направления Y наибольшие перемещения соответствуют всему уровню перекрытия и в углах пересечения ее с несущей продольной стеной. От действия вертикальной

составляющей сейсмической силы Z наибольшие перемещения отмечаются небольшой областью левее поперечной оси здания в уровне перекрытия (рис.3.5).

Формы колебаний подтверждают предыдущую картину получения повреждений в тех или иных местах здания. Например, для X составляющей воздействий деформации здания сосредоточены вдоль продольной оси здания, Y – по поперечной оси дома и Z - от вертикального направления действия сейсмической силы. В последнем случае из рисунка видно, что наиболее уязвимым являются места на уровне примыкания перекрытия к передней несущей стене, где жесткость снижена наличием балконных конструкций по всей высоте здания.

На рисунке 3.6 показаны модели напряжений также по трем направлениям X, Y, Z в т/м^2 в стенах здания, испытываемого в результате воздействия сейсмических сил. Из рисунка моделей видно, что для X вида большим напряжениям $21-43\text{т/м}^2$ подвергаются оконные проемы в наружной несущей стене, область покрытия слева от поперечной оси здания. Для вида Y напряжения в $50-63 \text{ т/м}^2$ приходятся на оконные и балконные проемы в уровне первого и второго этажей, а также в углах сопряжения наружных продольной и поперечной стен. Z вариант модели рисунка демонстрирует наибольшие напряжения в оконных и балконных проемах заметно небольшой части наружной продольной стены на уровне первого этажа. Величина этих напряжений равна $24-35 \text{ т/м}^2$.

Частота собственных колебаний данного дома $T=0,21\text{сек}$.

Рисунок 3.7 наглядно демонстрирует прогиб здания в результате воздействия сейсмических сил в направлении Y . Величина отклонения верхнего уровня здания при заданных параметрах расчета равна примерно 6мм .

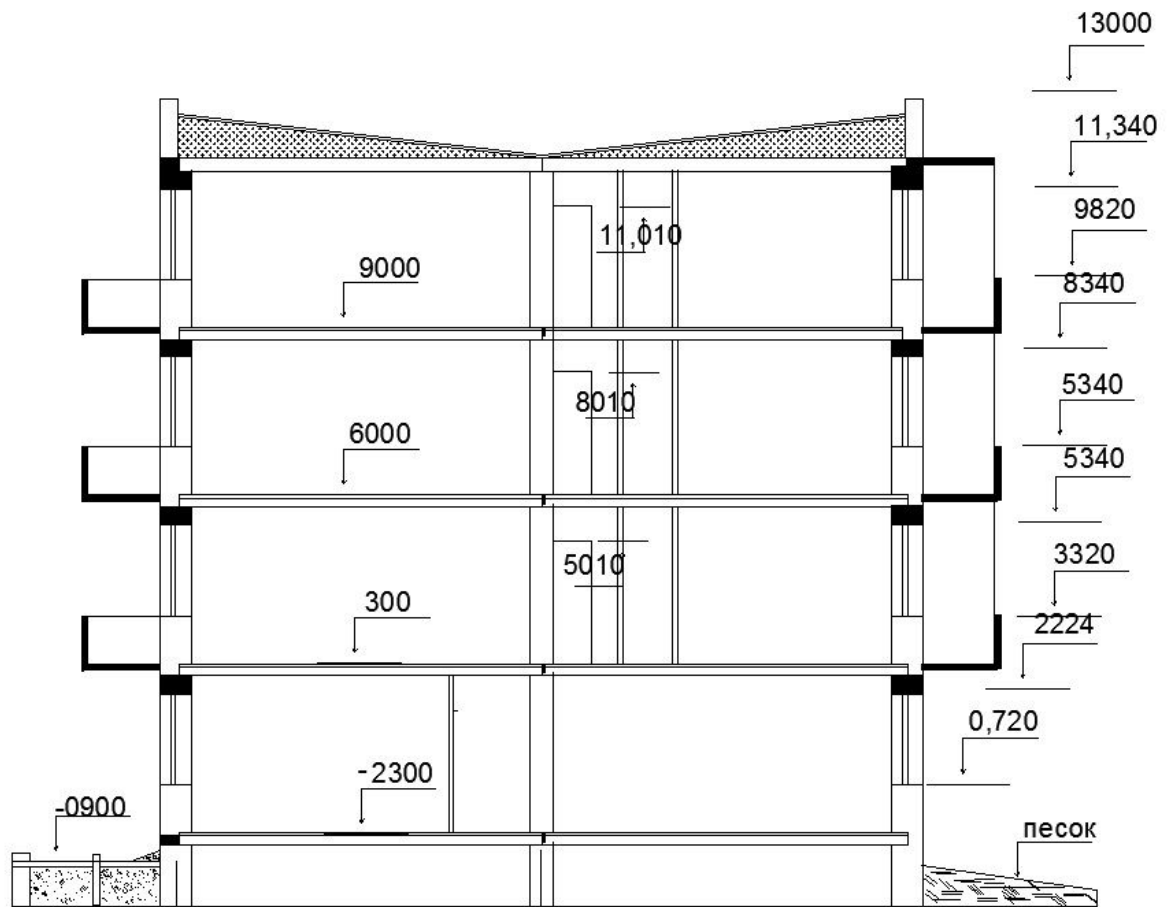


Рис. 3.2. Разрез 138 квартирнoгo 4 этажнoгo жilогo дoмa в г. Карaкyль

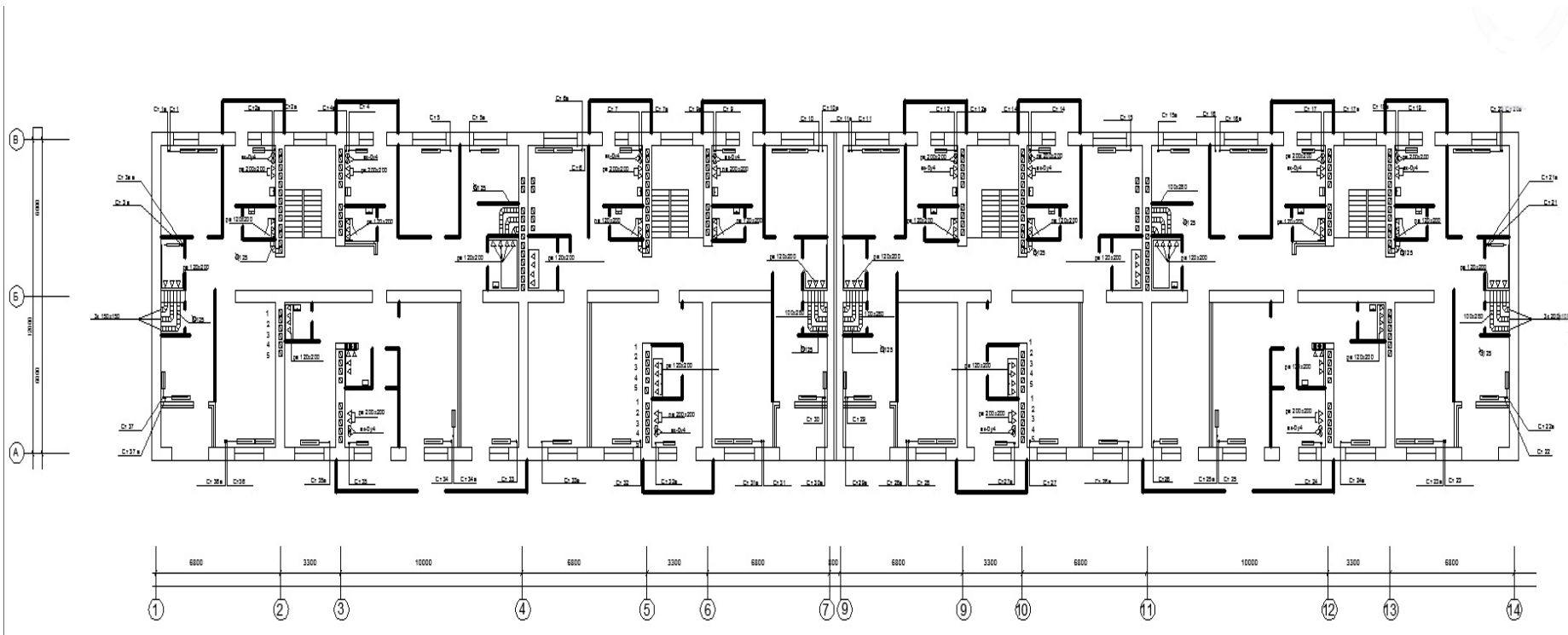


Рис. 3.3. План 138 квартир­ного кирпичного жилого дома.

Расчётная модель

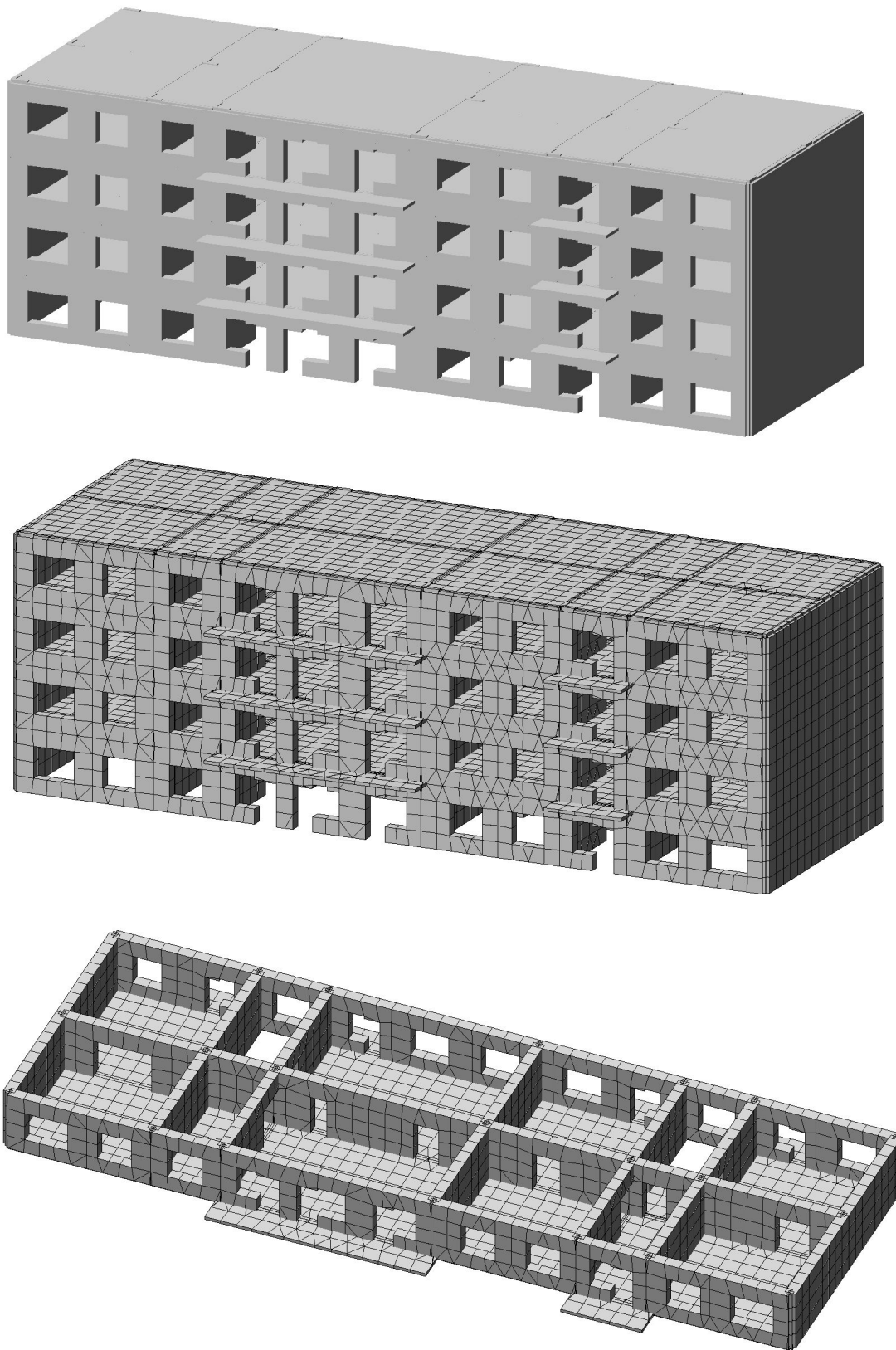
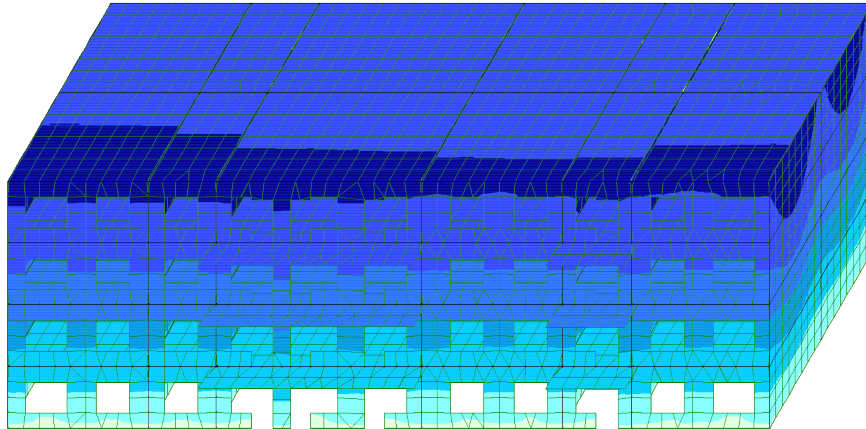
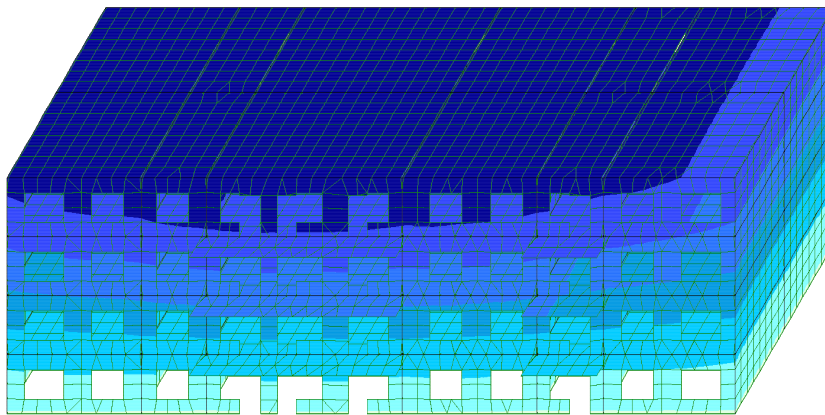


Рис.3.4 Расчетная модель 138-квартирного кирпичного дома в плане.

Сейсмика X



Сейсмика Y



Сейсмика Z

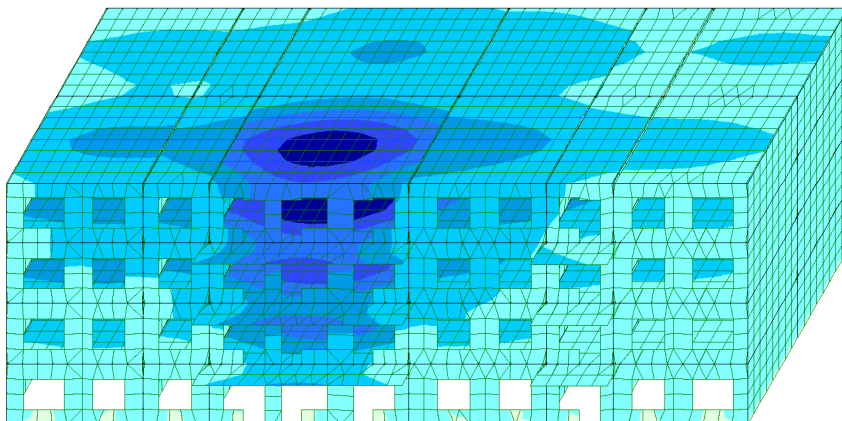
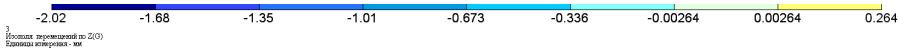


Рис.3.5. Перемещения от сейсмических воздействий

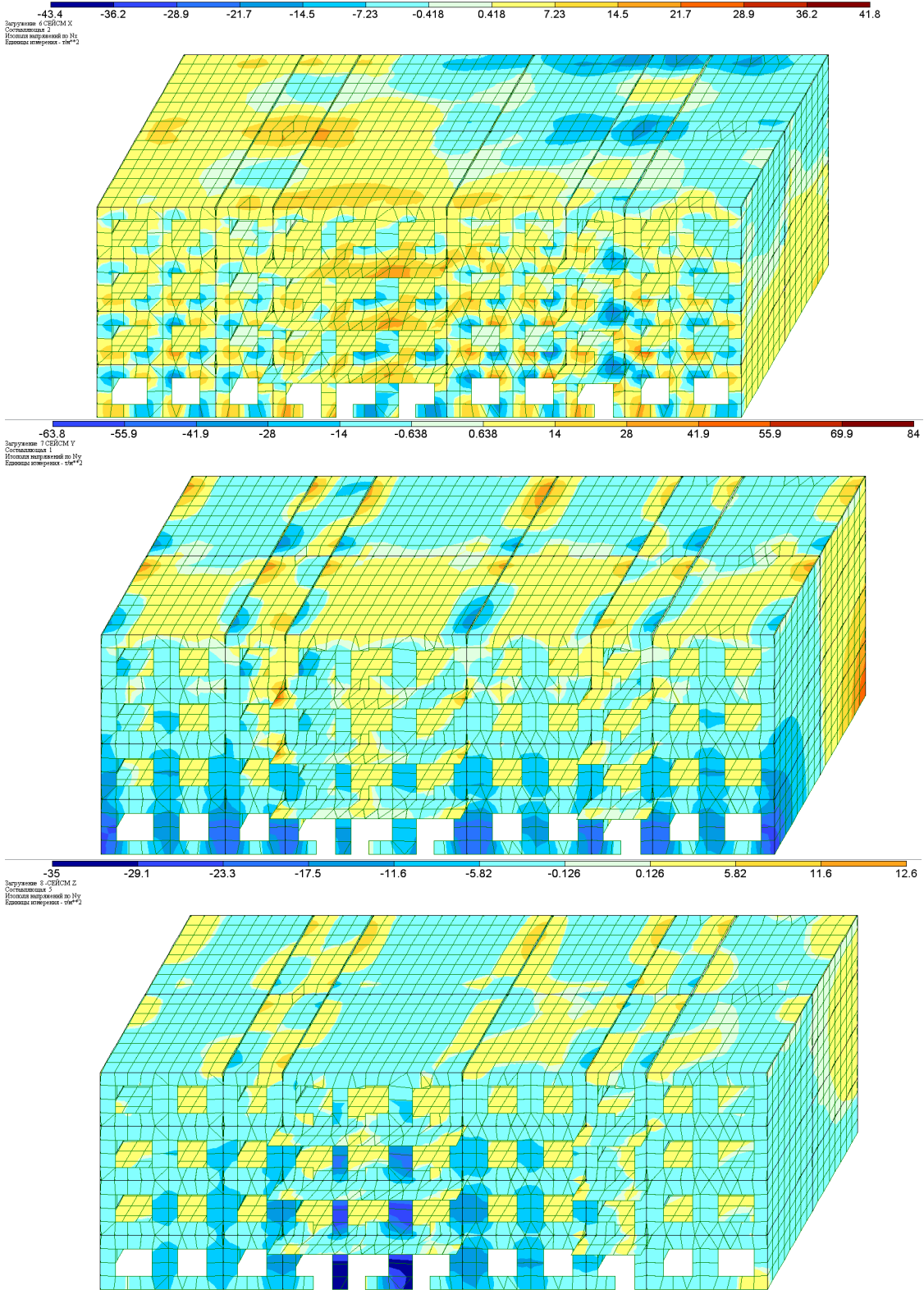


Рис.3.6. Напряжения в стенах

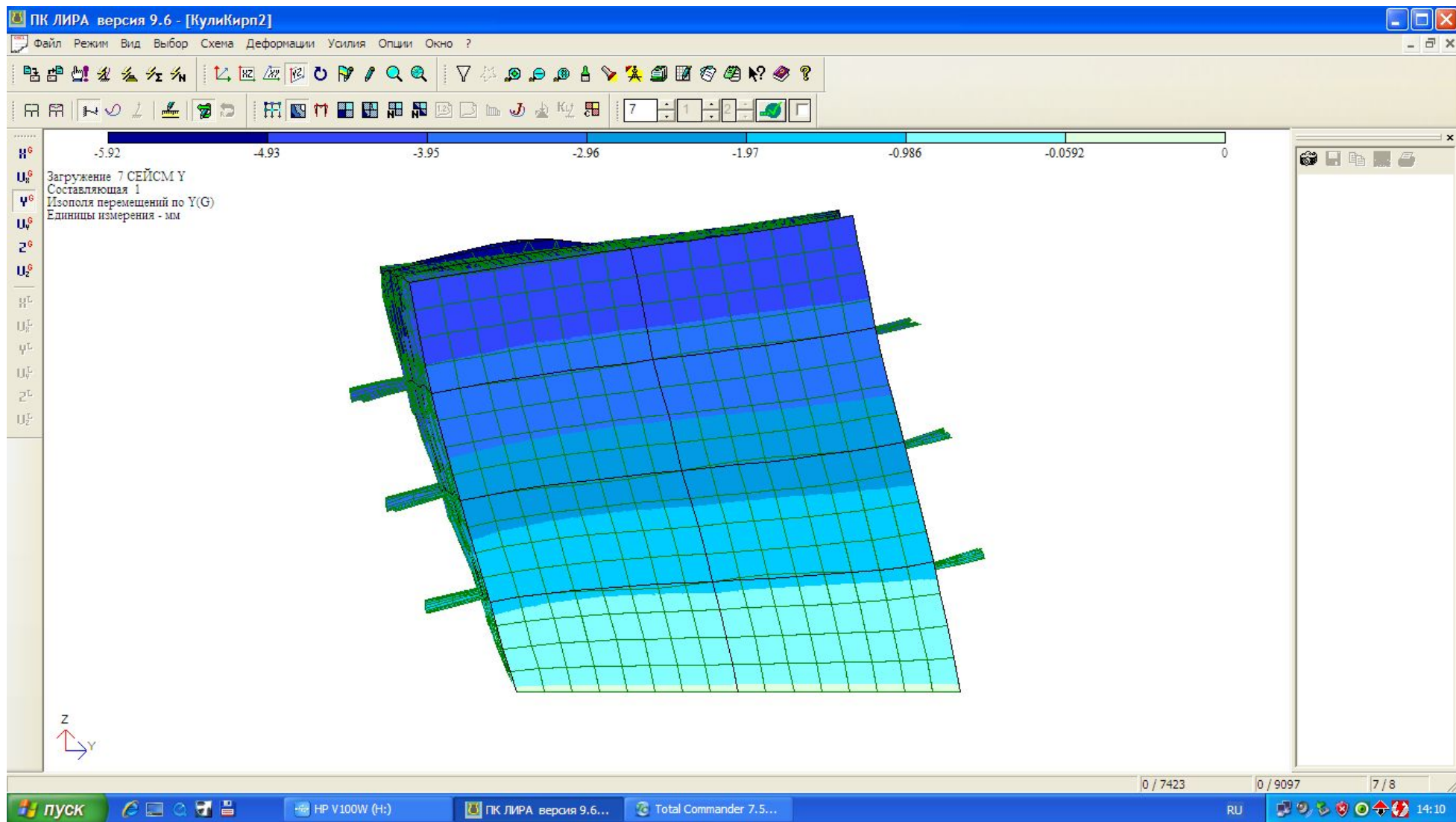


Рис. 3.7. Перемещение от сейсмических воздействий по составляющей Y верхнего уровня здания - 5,92мм

Таким образом, расчет, проведенный на четырехэтажное кирпичное здание, позволяет сделать следующий вывод:

1. Диапазон перемещений по оси X соответствует диапазону от 0,0631-6,32мм; Y находится в интервале 0,0052-5,92мм и Z – 0,264-2,02мм. Для X направления повреждения будут характерны в углах примыкания несущей продольной стены с перекрытием от начала до конца и по торцовой стене. Для направления Y наибольшие перемещения соответствуют всему уровню перекрытия и в углах пересечения ее с несущей продольной стеной. От действия вертикальной составляющей сейсмической силы Z наибольшие перемещения отмечаются небольшой областью левее поперечной оси здания в уровне перекрытия.

2. По модели напряжений для X варианта большим напряжениям 21-43т/м² подвергаются оконные проемы в наружной несущей стене, область покрытия слева от поперечной оси здания. Для вида Y напряжения в 50-63 т/м² приходятся на оконные и балконные проемы в уровне первого и второго этажей, а также в углах сопряжения наружных продольной и поперечной стен. По Z наибольшие напряжения в оконных и балконных проемах небольшой части наружной продольной стены на уровне первого этажа. Величина этих напряжений равна 24-35 т/м². Частота собственных колебаний данного дома T=0,21сек.

3. Таким образом, расчет, проведенный на четырехэтажное кирпичное здание, позволяет сделать следующий вывод: расчетное предельное значение перемещения верхнего уровня здания в результате воздействия сейсмических сил в направлении Y при заданных параметрах равно 6мм.

3.1.1 Макросейсмический анализ произошедших катастрофических землетрясений.

При анализе последствий сильных землетрясений, как отмечается в работе Жунусова Т.Ж. [33], необходимо учитывать специфические особенности произошедших землетрясений.

Характерной особенностью Ташкентского землетрясения 26 апреля 1966г. являются как вертикальные, так и горизонтальные составляющие колебания, характеризующиеся наличием высокочастотных составляющих с периодами 0,1-0,25с. Разрушениям и повреждениям подверглись исключительно здания и сооружения с жесткой конструктивной схемой, причем характер повреждений одинаков во всех районах, и на степень повреждения влияет лишь эпицентральное расстояние.

Спитакское землетрясение 7 декабря 1988 года имело существенные амплитуды на периодах 0,6с и выше [1,3,4]. Это подтверждается данными ИФЗ АН СССР и исследованиями японских специалистов. В результате резонансных явлений, когда периоды собственных колебаний совпали, разрушились гибкие сооружения.

Индивидуальные жилые дома.

Одно-, двухэтажные здания из сырцового кирпича, паксы, глинообломков, построенных без каких-либо разрешающих нормативных документов не имеют никаких мер антисейсмической защиты. Наиболее распространенный тип зданий – 4-5 этажные здания, построенные после 1967-70гг., спроектированные выдержать 8-9 балльные землетрясения. Но как показал опыт произошедших землетрясений во многих частях бывшего СССР, многие такие здания оказались уязвимы к сейсмическим колебаниям. В результате Спитакского землетрясения 1988 года, здания такого типа также претерпели многочисленные разрушения. Сахалинское землетрясение 1995 года привело к 100% разрушению различных типов зданий.

Каркасные здания. В результате Спитакского землетрясения 90% таких домов было полностью разрушено [1]. Были сделаны выводы относительно причин такого массового обрушения в г. Ленинакане. Их несколько: 1) интенсивность землетрясений в сравнении с расчетной была на 1-2 балла выше; 2) максимальные ускорения колебаний грунта отмечены на периодах 0,6с и выше. Эти данные установлены исследованиями ИФЗ АН Б.ССР и японскими специалистами. Фактические горизонтальные нагрузки могли в 8-10 раз превышать расчетные нагрузки в результате резонансного усиления колебаний и значительных величин ускорений. В Ленинакане объем разрушения был выше настолько, насколько выше периоды собственных колебаний. Дома с периодами колебаний выше 0,6с разрушено более 90%, 4-5-этажные каменные дома с периодами 0,3с – 60%, 1-2 этажные дома (периоды 0,1-0,15с) – 30%. 3) Низкое качество выполнения конструкций каркасных зданий серии 111. Нарушение технологии при выполнении стыков в сборных колоннах и диафрагмах. Низкая, в сравнении с проектной, прочность бетона. 4) Большие вертикальные нагрузки в колоннах от собственного веса препятствовали развитию неупругих деформаций. Это привело к хрупким разрушениям колонн и к неспособности выдерживать значительные сейсмические нагрузки. 5) продолжительность сейсмических колебаний дополнительно усилило многократное разрушение каркасных зданий.

Здания с гибким нижним этажом.

Здания такого типа плохо проявили себя не только в Армении, но и Калифорнии при землетрясениях в Сан-Фернандо 1971г, Лома-Приетти 1989г, Мехико-Сити 1985г, Бухаресте 1977г. Верхние этажи таких типов зданий вели себя достаточно устойчиво. Разрушались колонны нижних этажей, что создавало опасность полного разрушения здания. Причина здесь кроется в больших перемещениях колонн, достигающих порой нескольких сантиметров. Обследование зданий в Ленинакане показало, что горизонтальные перемещения достигали 30-40см. Относительные перемещения были в пропорции 1:10.

Отсюда следуют далеко идущие выводы относительно применения системы сейсмоизоляции.

И здесь, как не парадоксально, проблема заключается не в этажности зданий, а в приемлемом конструктивном решении.

В действительности возможно создание конструктивных решений повышенной стойкости, которые способны выдерживать колебания большой силы. Это, например, крупнопанельные здания и оптимально запроектированные и качественно построенные дома с многослойными стенами. Примерами систем с повышенными резервами сейсмостойкости являются применение систем сейсмоизоляции с оптимальным демпфированием резервных элементов, систем с включающимися и выключающимися энергопоглощающими элементами. В этом смысле уроки Спитакского землетрясения служат серьезным шагом в развитии этих систем.

Крупнопанельные здания.

Анализ последствий Спитакского землетрясения [1] показал, что многоэтажные крупнопанельные дома меньше всего получили повреждения по сравнению с другими типами. Известны следующие признаки сейсмостойкости крупнопанельных зданий:

1) Панели заводского изготовления прочны, ввиду изначально строгого контроля над качеством в заводских условиях, нежели на стройплощадке.

2) Возникающее в результате землетрясения вдоль швов панелей сухое трение гасит сейсмические колебания, уменьшая амплитуды.

3) Панельные здания обладают достаточной жесткостью и, соответственно, малыми периодами собственных колебаний. Жесткие здания проектируются на сейсмическую нагрузку в 2-3 раза больше, чем гибкие сооружения.

4) В панельных зданиях разрушение одной или нескольких панелей не влечет за собой полного разрушения зданий.

5) Локальные разрушения в панельных домах это небольшие трещины в горизонтальных и вертикальных швах. Такие повреждения не могут влиять на общее состояние (обрушение) здания.

В нормах ряда стран, включая России и Кыргызстана, отсутствуют положения, регламентирующие качество выполнения строительных работ, а также заостряющие внимание на обеспечение сейсмостойкости неконструктивных элементов.

В работе Т.Ж. Жунусова даются рекомендации о том, что необходимо ввести в нормы более жесткие положения, обеспечивающие повышение качества строительных работ и сейсмостойкость неконструктивных элементов [34], из-за того, что во многих случаях эксплуатация зданий становится невозможной именно в связи с такими повреждениями.

Сейсмостойкость зданий с несущими стенами из кирпича или каменной кладки предполагается повышать путем армирования их сетками, созданием комплексной конструкции, предварительного напряжения кладки, а также путем применения и других обоснованных методов [34].

В работе Т.Ж.Жунусова [33] указывается, что при больших уровнях воздействия в крупнопанельном здании происходит взаимный сдвиг панелей, способствующий поглощению значительной доли энергии колебания и снижению сейсмических сил в зоне резонансных колебаний без повреждения самих несущих сборных элементов. При условии обеспечения необходимой несущей способности сварных «точечных» стыков и их надежной изоляции от коррозии крупнопанельные здания со сварными соединениями могут оказаться достаточно сейсмостойкими.

Резюмируя приведенные выше теоретический обзор по имеющимся работам и анализ последствий землетрясений с неглубоким очагом, таких как Ташкентское землетрясение 26 апреля 1966г., Спитакское 7 декабря 1977г., Сахалинское 1995г. и т.д. на поведение разнотипных зданий и инженерных сооружений, следует отметить, что в зоне наведенной сейсмичности крупного водохранилища происходит в основном влияние вертикальной составляющей

сейсмических колебаний на здания и сооружения. Исходя из этого, во вновь проектируемых зданиях и инженерных сооружениях в зоне выявленного влияния Токтогульского водохранилища дополнительно рекомендовать рассчитывать ригели, перекрытия и своды на вертикальную составляющую сейсмического воздействия, с использованием наших теоретических и экспериментальных исследований

ВЫВОДЫ

1. В третьей главе приведены результаты расчета четырехэтажного кирпичного дома в г. Каракуль на действие горизонтальной и вертикальной сейсмической нагрузки, а также конструктивные рекомендации по известным работам для различных типов зданий в районе исследования.

2. Расчетное предельное значение перемещения верхнего уровня здания в результате воздействия сейсмических сил в направлении Y при заданных параметрах равно 6мм.

3. Проведенные научные исследования позволяют рекомендовать во вновь проектируемых зданиях и инженерных сооружениях в зоне выявленного влияния Токтогульского водохранилища обоснованно оценить напряженно-деформированное состояние с учетом сейсмических нагрузок и дополнительно рассчитывать ригели, перекрытия и своды зданий и сооружений на вертикальную составляющую сейсмического воздействия, с использованием наших теоретических и экспериментальных исследований

ГЛАВА 4

ОЦЕНКА СЕЙСМИЧЕСКОГО РИСКА И УЯЗВИМОСТИ ЖИЛОЙ ЗАСТРОЙКИ Г. КАРАКУЛЬ

4.1 Общие сведения о территории и характеристика жилой застройки

Город Каракуль расположен в горной местности Жалалабатской области вдоль дороги Ош-Бишкек в 175км от областного центра. Ближайшая железнодорожная станция Ташкумыр находится на расстоянии 75км, в 110км к северо-востоку расположен пгт. Токтогул и Учтерекский район.

Рельеф города сильно пересечен: восточная и южные части города находятся на возвышении. Северная часть (пойма) - низменная. С востока на запад город пересекает река Карасуу, в которую впадает река Кара-Кол, делящая город на две части. С севера и юга территория города окаймлена высокими горами.

Общая площадь жилищного фонда г. Каракуль оценивается приблизительно в 0,4млн. кв. м общей площади. На структуру постройки города значительное влияние оказало почти двукратное увеличение жилищного фонда в период 1970–1985 гг. за счет массового строительства кирпичных жилых домов по типовым проектам. В структуре городской застройки высока доля кирпичных зданий – 60%, большую часть которой составляют сейсмостойкие здания.

Необходимо отметить, что в целевых программах сейсмобезопасности страны значительное внимание должно быть отведено паспортизации застройки сейсмически активных урбанизированных территорий, составлению территориальных каталогов конструктивной уязвимости жилых зданий при

землетрясениях, разработке территориальных схем сейсмической уязвимости застройки различных территорий.

4.2 Анализ уязвимости

Проблема сейсмического риска связана с ключевым понятием уязвимости застройки. Под уязвимостью объекта риска понимается свойство сооружения терять свои качественные или количественные показатели надежности и безопасности вследствие какого-либо воздействия. Уязвимость элемента обычно выражается как потеря в процентном выражении (или как значение между 0 и 1) для данного уровня опасности (Собурн и др., 1994).. Для большого количества объектов, как например, жилого фонда, уязвимость может быть определена в виде потенциала повреждений по классу типовых конструкций, подвергнутых данным сейсмическим воздействиям.

Анализ уязвимости показывает повреждаемость сооружения (s) при изменении интенсивности или магнитуды сейсмических колебаний. В данном анализе обычно рассматриваются различные состояния повреждений. На рисунке 4.1 показаны состояния повреждений здания, которые определяются в виде функции спектрального смещения. Смещение покрытия – основная огибающая кривая, называемая также кривой несущей способности, показанная на этом рисунке, представляет нелинейное поведение здания при увеличивающейся нагрузке или смещении. Состояния повреждения зданий, изменяющиеся от 0 до полного разрушения при увеличении уровня спектрального смещения, показаны на рисунке 4.1. Относительно более наглядное представление состояний повреждения приведено на рисунке 4.2, наложением кривых несущей способности и спектральных смещений при различном положении осей, показанных спектральным смещением или спектральным ускорением. Пересечение кривых несущей способности и

спектральных смещений представляет состояние повреждения, которому, вероятно, может быть подвергнуто сооружение. Как видно из рисунка, прочная конструкция, вероятно, пострадает от легкого до умеренного уровня повреждений при низком сейсмическом смещении, и от умеренного до обширного повреждения вследствие значительного сейсмического смещения. С другой стороны, слабая конструкция, как предполагается, получит повреждения от умеренного до обширного, при небольшом сейсмическом смещении, и полного обвала из-за недостаточной сейсмостойчивости..

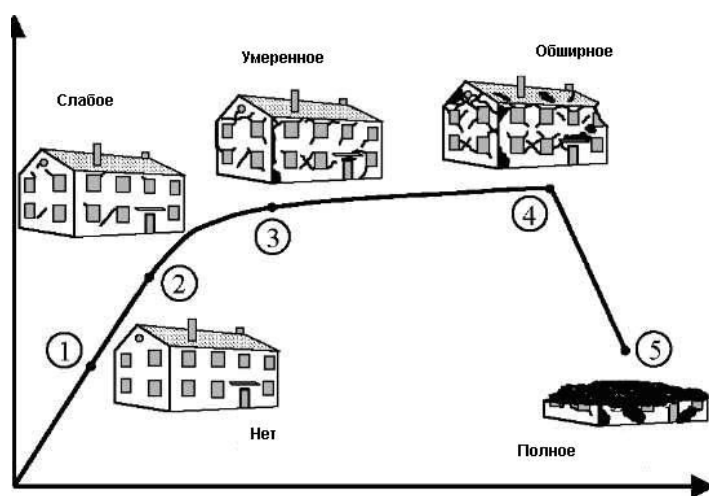


Рис. 4.1. Конструктивная уязвимость по состоянию повреждений.

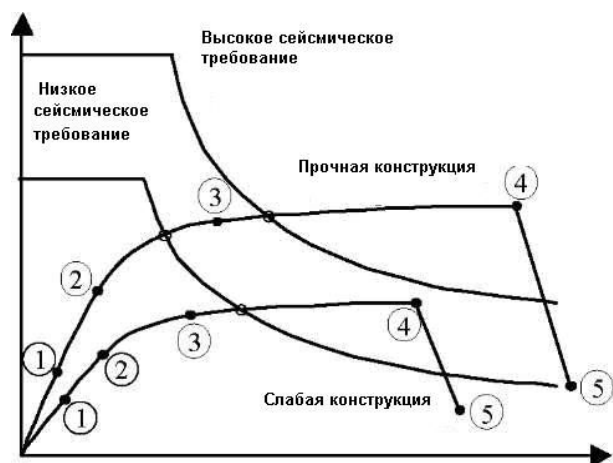


Рис. 4.2. Состояние повреждений зданий для различных уровней спектрального смещения.

Методы анализа уязвимости различаются сложностью подхода и обоснованной информацией по сейсмическому воздействию. Уязвимость конструкций в зависимости от колебаний грунта часто выражается в терминах кривых жесткости (уязвимости) или функций повреждения, которые учитывают неопределенность в спектральном смещении и несущей способности. Функции жесткости могут быть разработаны для зданий или их конструктивных частей в зависимости от того, насколько детально выполнен анализ риска. Предыдущие формы кривых уязвимости были разработаны как функции, отражающие качественную сторону интенсивности колебаний грунта, в значительной степени основанной на опытных мнениях. Современные разработки в нелинейном структурном анализе позволили разработку кривых жесткостей как функцию спектральных параметров, количественно связанных с магнитудой колебаний грунта. На рисунке 4.3 показаны характерные спектры смещений и кривые несущей способности вместе с их неопределенностями, выраженными в терминах вероятностных распределений. Основанные на этих кривых и связанные с неопределенностями, кривые жесткости, показанные на рис. 4.4, могут быть построены для различных состояний повреждений. Так как каждый уровень повреждения связан со стоимостью ремонта (восстановления), вероятностные оценки общей стоимости могут быть оценены, используя эти кривые. Это может быть достигнуто при использовании определенных характерных кривых жесткости, разработанных для однотипных конструктивных классов или подготовкой кривых повреждений, разработанных благодаря нелинейному анализу индивидуальных конструкций. Построение кривых жесткости и повреждений является ключевым элементом при оценке вероятности различных состояний повреждения зданий или отдельных элементов зданий как функции магнитуды сейсмического события. Таким образом, реальные кривые жесткости для жилого фонда и систем коммуникаций в сейсмическом регионе страны составляет существенную часть полноценного анализа сейсмического риска.

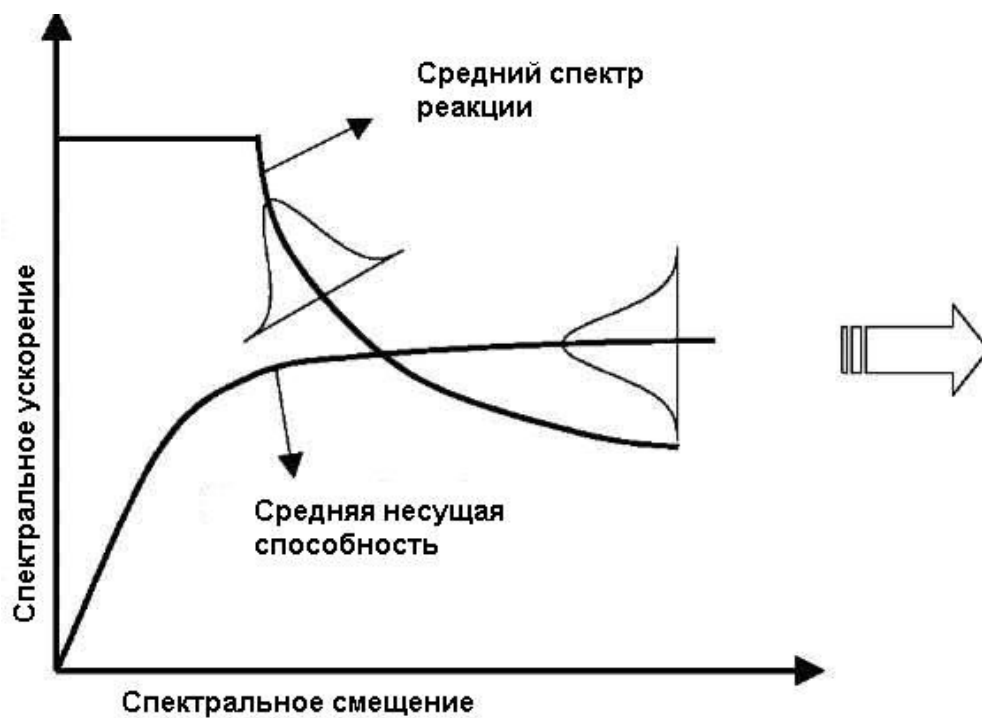


Рис. 4.3. Неопределенности по несущей способности конструкций.

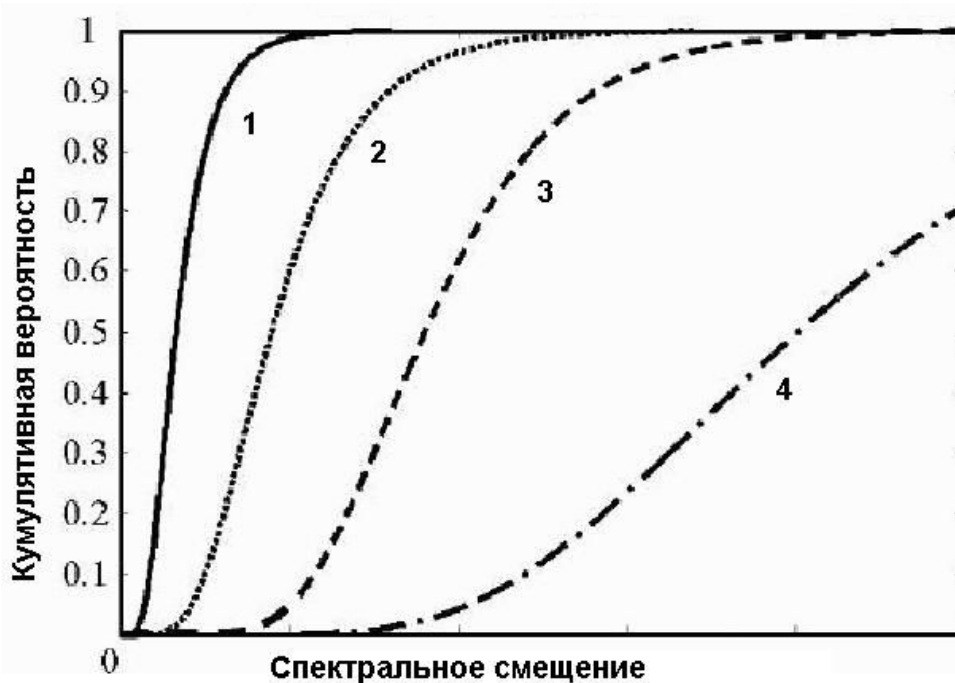


Рис.4.4. Кривые жесткости для различных состояний повреждений

4.2.1 Метод спектрального смещения (спектральной несущей способности), основанный на кривых уязвимости.

Для оценки уязвимости будет применяться аналитическое приближение. По сравнению с эмпирическим приближением, использованным ранее и основанным на интенсивности, в данном случае исследуется то, как здания будут категорированы по классам уязвимости.

Как правило, большинство исследователей в целях анализа уязвимости опираются на известные шкалы оценки сейсмической опасности и расширяют сферу их применения с учетом специфических особенностей конкретного района как исторически сложившегося, в соответствии с принятыми в строительстве зданий нормами по конструктивному типу, этажности, уровню антисейсмического проектирования, качеству проектирования и строительству.

В данной работе применялась современная сейсмическая шкала EMS-1998 [113] как более универсальная и модернизированная сейсмическая шкала. Отдельно следует заметить, что при анализе повреждений зданий оценка по шкалам уязвимости может привести к расхождению между показаниями по отдельным признакам. Однако, при пользовании одной шкалой таких затруднений можно избежать.

По Европейской макросейсмической шкале [113] конструктивную уязвимость различают по 6 классам - от высокой - класса А до низкой - класса F (табл.4.1).

Таблица 4.1 - Проект европейской шкалы EMS-1998, 6 классов уязвимости

| | | | | | | |
|-------------------------|---|---|---|---|---|---|
| Степень повреждения – d | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Класс уязвимости по EMS | F | E | D | C | B | A |

EMS-98 различает здания по шести классам на основе их уязвимости от А до F. Здания каменной кладки составляют большей частью уязвимость класса А. Железобетонные постройки и металлические здания - класса от D до F.

При оценке сейсмической уязвимости наиболее распространенным в настоящее время является метод спектрального смещения (спектральной несущей способности), основанный на кривых уязвимости [78,113]. Имеющееся в мировой практике большинство исследовательских работ показывает широкое признание и применение этого метода.

Метод спектрального смещения (спектральной несущей способности), основанный на кривых уязвимости для оценки сейсмических потерь, основан на численном анализе конструктивных типов. Это способ аналитического вычисления соотношений уязвимости (кривые уязвимости). Данный простой метод позволяет оценить реакцию конструкции по спектральным кривым. Спектральная кривая обычно определяется из упругого спектра реакции ускорений, построенного в зависимости от спектрального ускорения и спектрального смещения. Спектральная кривая несущей способности, характеризующая способность сооружения деформироваться с различной степенью сопротивления, обычно строится из анализа процесса "нагружение-разгрузка", как зависимость деформаций от спектральных ускорений и спектральных смещений. Основная идея метода спектральной несущей способности состоит в том, что ожидаемая средняя реакция определяется пересечением спектральной кривой и спектральной кривой несущей способности.

Метод спектрального смещения (спектральной несущей способности), основанный на кривых уязвимости, состоит из четырех шагов.

- Расчетно-аналитическая основа кривых уязвимости;
- Конструктивная несущая способность;
- Оценка спектрального смещения;
- Общий анализ спектрального смещения, основанный на кривых уязвимости.

4.2.2 Расчетно-аналитическая база кривых уязвимости

В этом случае горизонтальная ось представляет спектральное смещение, а вертикальная - относится к совокупной вероятности конструктивных повреждений, достигающих или превышающих порог данного уровня повреждения. Аналитическое выражение для каждой кривой уязвимости основано на том приближении, что распределение сейсмического повреждения может быть представлено логнормальной функцией распределения [78,113]:

$$P[D \geq ds / S_{di}] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln(S_{di} / S_{d,ds})\right] \quad (4.1)$$

где D - повреждение,

S_{di} – неупругое спектральное смещение,

$S_{d,ds}$ представляет среднее значение спектрального смещения, соответствующего достижению порога определенного уровня повреждения - ds (легкое, умеренное, обширное или полное),

β_{ds} – стандартное отклонение натурального логарифма спектрального смещения, соответствующего определенной степени повреждения.

Φ – кумулятивная функция стандартного нормального распределения.

Среднее значение спектрального смещения, соответствующего определенному уровню состояния повреждения $S_{d,ds}$ определяется с точки зрения нормы относительного смещения этажа, установленного для каждого типа здания. Кроме того, с целью учета неопределенности, связанной с оценкой соответствующего уровня повреждения, несущей способности

зданий и определенного сейсмического колебания грунта, эмпирически определено стандартное отклонение β_{ds} .

В некоторых случаях средние нормы относительного смещения этажа оцениваются для каждого здания и каждого состояния повреждения. Среднее значение спектрального смещения $S_{d,ds}$ для основного способа вибрации выражается как:

$$S_{d,ds} = \alpha_2 D_{ds} H \quad (4.2)$$

где D_{ds} - среднее значение относительного смещения этажа в состоянии повреждения,

H - высота здания и α_2 - модальный параметр, определяемый как:

$$\alpha_2 = 1/(\Phi_{t,1} * L_1) \quad (4.3)$$

где $\Phi_{t,1}$ - первоначальная форма амплитуды на вершине здания и L_1 учитывает так называемый «фактор участия» некоторого вида.

Существует кодированная система типизации зданий, составленная специалистами [36-38,125-127], использованная специалистами Кыргызского НИИП Строительства [36-38] и адаптированная для среднеазиатского региона. Параметры кривых уязвимости и несущей способности по искомым конструктивным типам даны в таблице 4.2-4.3 для различных уровней повреждений - легкого, умеренного, обширного и полного соответственно.

На рисунках 4.5-4.10 с учетом выше представленных работ построены графики спектральных смещений, основанные на кривых уязвимости, для низко и средней этажности различных типов зданий г. Каракуль. Вертикальная ось

Таблица 4.2 - Параметры кривых уязвимости, основанных на спектральных смещениях [36-38,130,132]

| Тип здания | Слабые (s) | | Умеренные (m) | | Обширные (e) | | Полные (c) | |
|---|-------------------|-----------|-------------------|-----------|-------------------|-----------|-------------------|-----------|
| | $S_{d,s}$ [см] | β_s | $S_{d,s}$ [см] | β_s | $S_{d,s}$ [см] | β_s | $S_{d,s}$ [см] | β_s |
| 1-2 этажные, возведенные преимущественно из кирпича-сырца | 0,675 | 0,99 | 1,35 | 1,05 | 1,69 | 1,10 | 2,03 | 1,08 |
| 1-2 этажные кирпичные, возведенные после 1966 года | 0,675 | 0,99 | 1,35 | 1,05 | 2,03 | 1,10 | 2,70 | 1,08 |
| 4-5 этажные кирпичные с антисейсмическими мероприятиями | 3,544 | 0,70 | 7,09 | 0,74 | 10,13 | 0,86 | 12,15 | 0,98 |
| 4-5 этажные, крупнопанельные | 4,05 | 0,70 | 8,10 | 0,74 | 14,18 | 0,86 | 25,31 | 0,98 |
| 1-2-этажные деревянные | 6,143 | 0,70 | 12,29 | 0,81 | 20,48 | 0,89 | 32,76 | 0,98 |
| 4 этажные монолитные | 17,28 | 0,66 | 28,80 | 0,66 | 57,60 | 0,76 | 115,20 | 0,91 |

Таблица 4.3 - Параметры несущей способности здания [36-38,130,132]

| Типы зданий | H , [м] | T [с] | α_2 | γ | λ | C_S | C_2 |
|---|--------------|------------|------------|----------|-----------|-------|-------|
| 1-2 этажные, возведенные преимущественно из кирпича-сырца | 4,50 | 0,30 | 0,75 | 1,00 | 1,00 | 0,04 | 1,30 |
| 1-2 этажные кирпичные, возведенные после 1966 года | 7,50 | 0,25 | 0,75 | 1,20 | 1,00 | 0,06 | 1,30 |
| 4-5 этажные кирпичные с антисейсмическими мероприятиями | 13,50 | 0,45 | 0,75 | 2,00 | 1,00 | 0,06 | 1,20 |
| 4-5 этажные, крупнопанельные | 13,50 | 0,50 | 0,75 | 3,00 | 1,00 | 0,08 | 1,00 |
| 1-2 деревянные | 31,50 | 1,60 | 0,65 | 1,50 | 1,00 | 0,08 | 1,20 |
| 4 этажные монолитные | 48,00 | 2,00 | 0,60 | 3,00 | 1,00 | 0,08 | 1,00 |

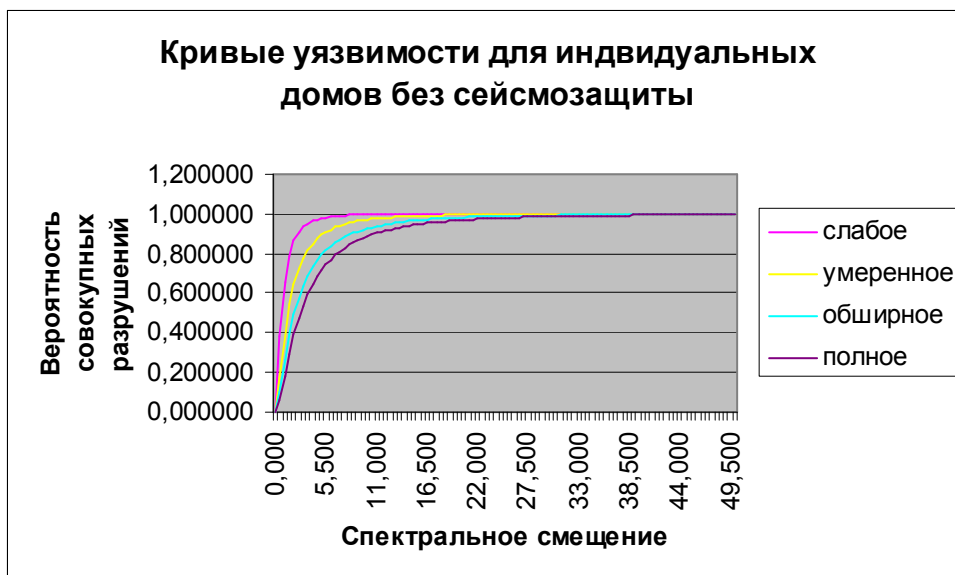


Рис. 4.5.

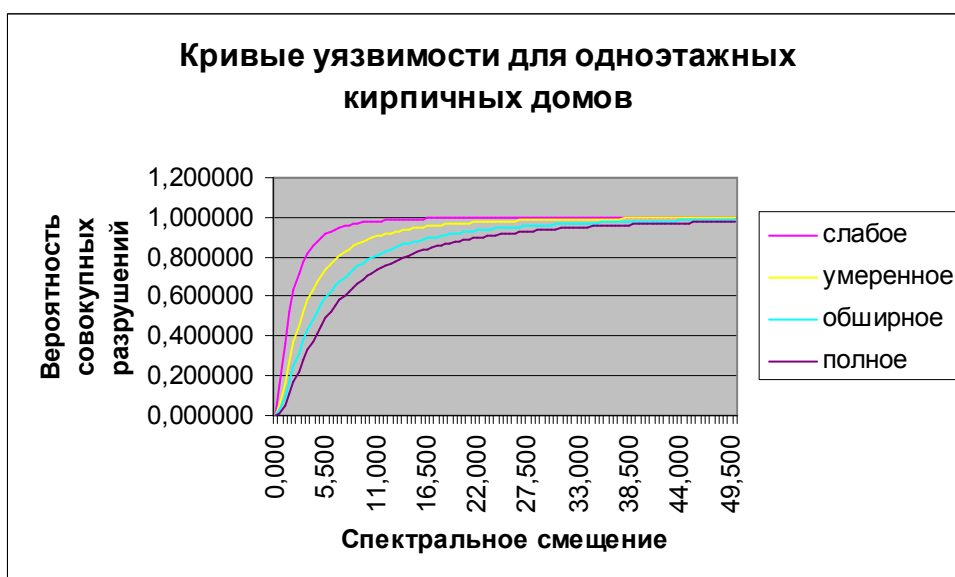


Рис.4.6.

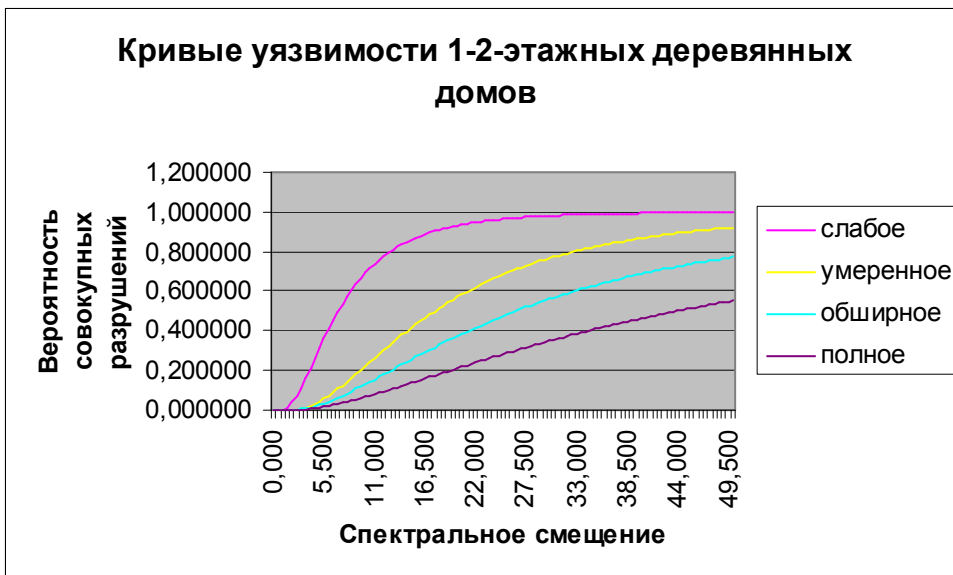


Рис.4.7.

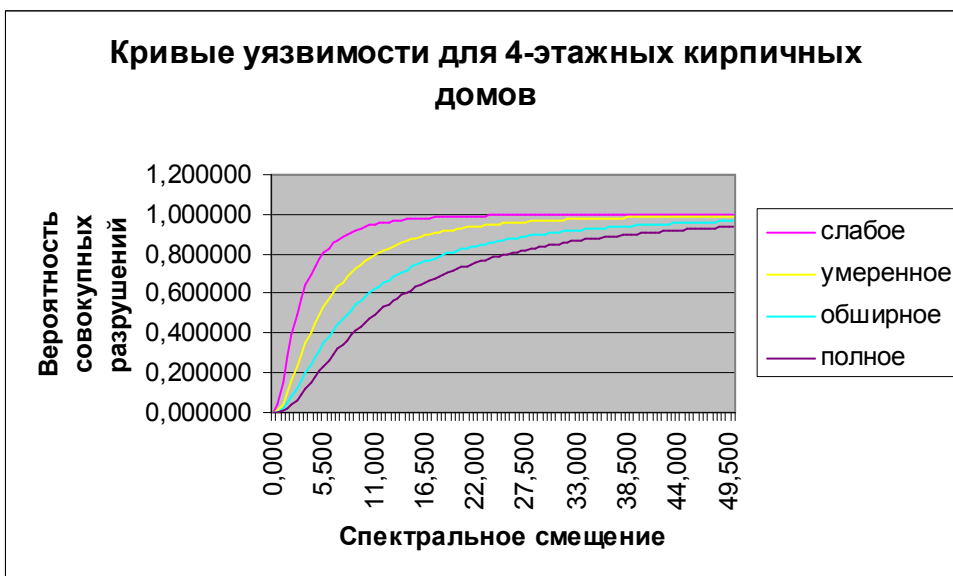


Рис.4.8.

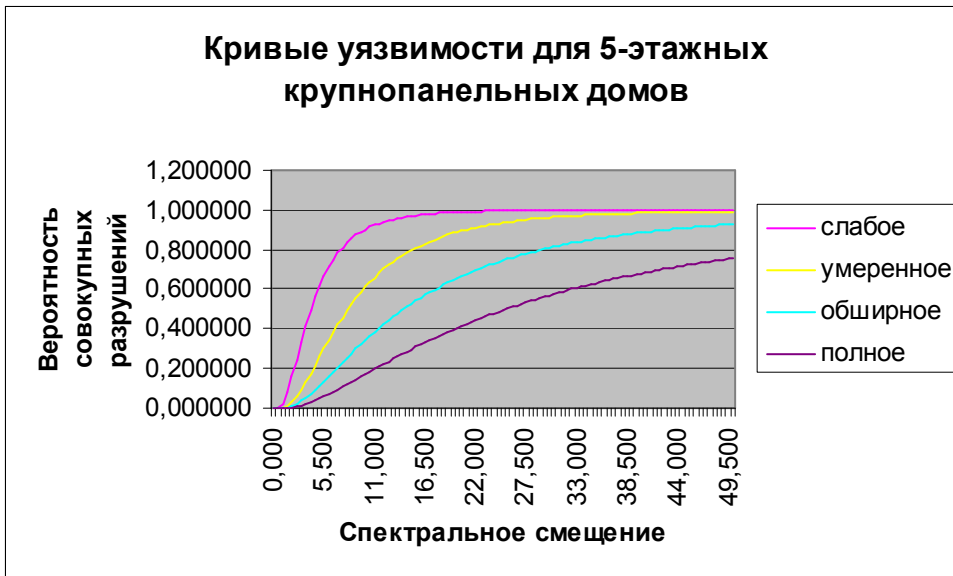


Рис.4.9.

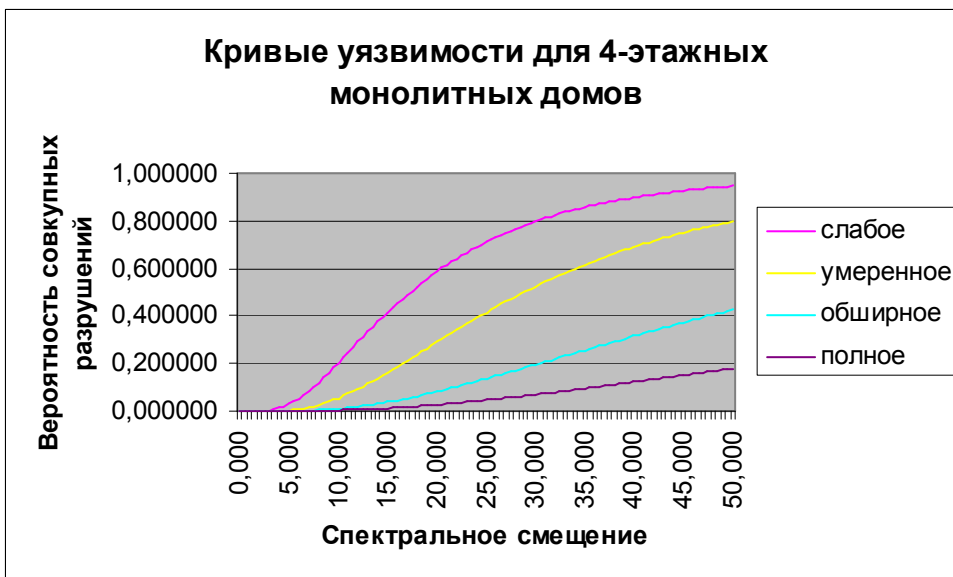


Рис.4.10.

кривых уязвимости представляет совокупную вероятность конструктивных повреждений, достигших или превысивших порог данных норм повреждений.

Данные по нормам повреждений, сведенные в таблицу 4.2 [36-38,124-127] и связанные с ними кривые уязвимости хорошо согласуются с Европейской шкалой интенсивности [13]. Средние значения относительного смещения этажа, данные в таблице 4.2 [36-38,124-127], превышают значения, определенные по HAZUS [114].

Таким образом, в результате проведенной классификации зданий на территории г. Каракуль выделено 7 конструктивных типов зданий: одно- и двухэтажные деревянные дома, крупнопанельные пятиэтажные, монолитные четырехэтажные, одноэтажные и четырехэтажные кирпичные дома, возведенные с сейсмозащитными мероприятиями, индивидуальные саманные дома, построенные без учета норм сейсмозащиты.

На основании анализа кривых уязвимости по данным типам зданий выявлено, что наиболее сейсмостойкими являются монолитные и крупнопанельные дома. Затем за ними по степени уязвимости следуют деревянные одно и двухэтажные дома, кирпичные одно- и четырехэтажные. Индивидуальные глинобитные дома замыкают эту череду, являясь самой неустойчивой конструктивной группой.

Для оценки сейсмического риска территории г.Каракуль в данной работе применено программное средство для расчета риска (Molina и др., 2010). Это программное обеспечение позволит рассчитать следующее:

- физические повреждения зданий;
- вероятность повреждений;
- абсолютное повреждение зданий при условии, если нет поврежденных зданий или района поврежденных зданий (в зависимости от того, как представлены данные по инвентаризации);

Все инвентаризационные данные должны быть представлены как кумулятивное (совокупное или суммарное) число для всех уровней геоединиц.

На рисунке 4.11 приведена карта-схема расположения жилых зданий на территории города Каракуль. Жилой фонд г. Каракуль, как было описано выше, состоит из ряда типовых зданий советской постройки, возведенных в соответствии с нормами и правилами сейсмостойкого строительства. Это четырех и пятиэтажные крупнопанельные и кирпичные дома, основная доля которых занимает примерно половину всей жилой застройки. Меньший процент приходится на дома частного сектора, построенные также в советское время с учетом нормативных документов. И еще меньшая доля частных глинобитных домов, построенных без учета специальных мер сейсмозащиты.

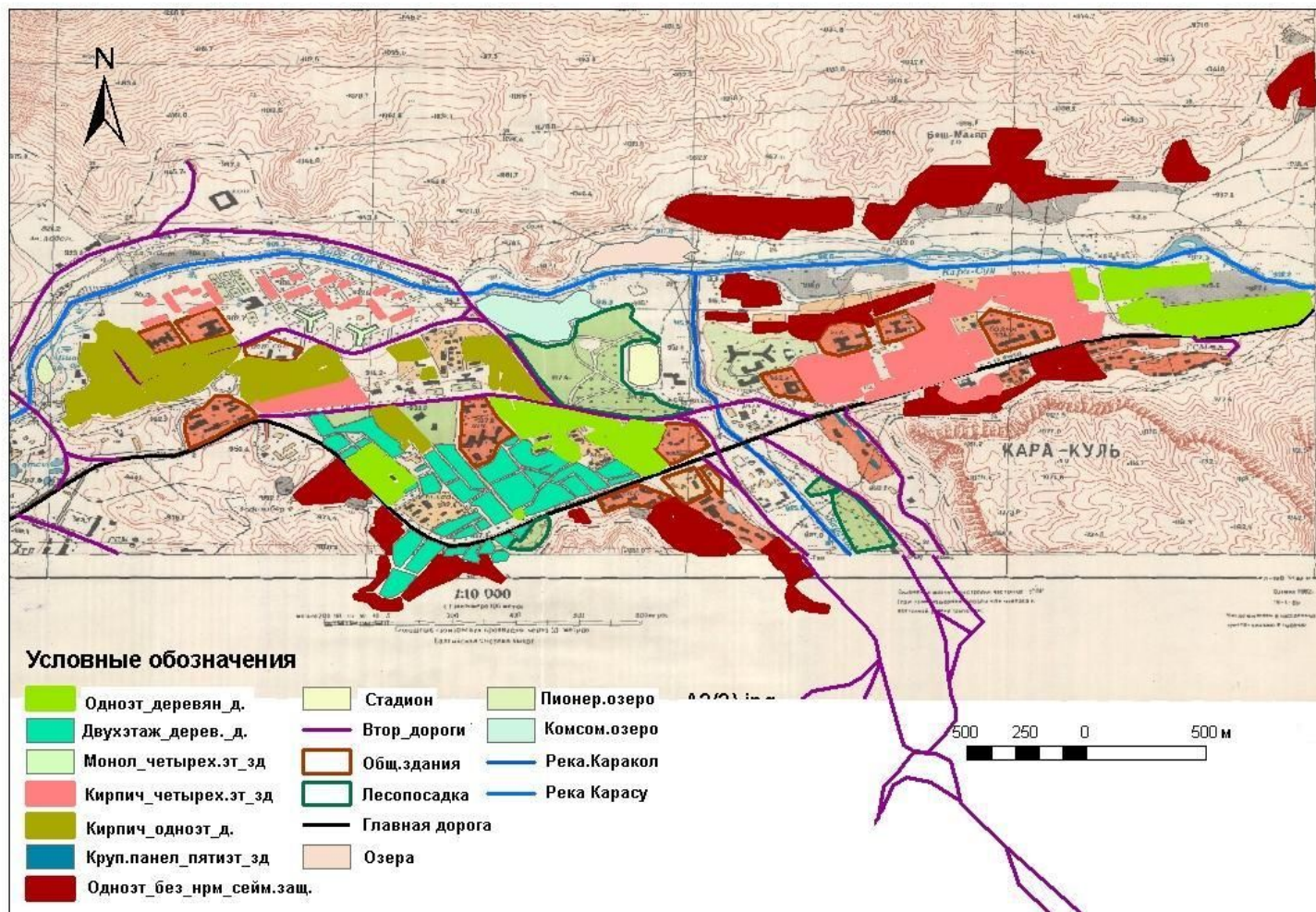


Рис. 4.11. Карта-схема расположения жилых кварталов г. Каракуль.

Кирпичные здания в доле городской застройки составляют 46%, крупнопанельные – 28%, на прочие конструктивные типы приходится 26% городского фонда. Анализ сейсмостойкости зданий согласно классификации MSK-64 показал, что доля сейсмостойких зданий в жилищном фонде города достигает 70%.

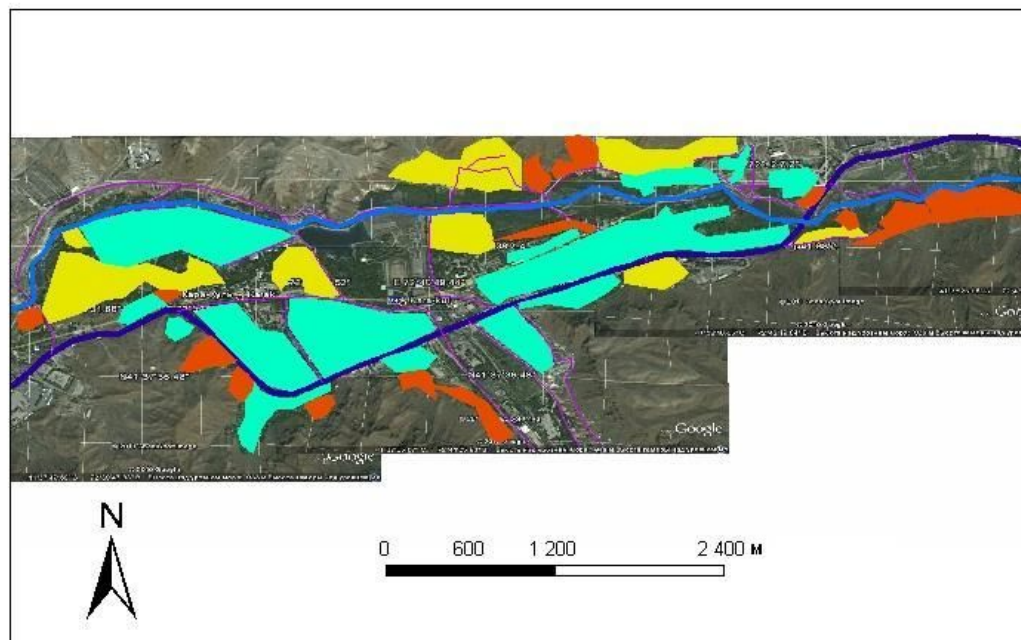
Для расчета возможных последствий сейсмического воздействия на жилые здания г. Каракуль построена карта сейсмического риска. Результаты исследований позволяют оценить последствия сейсмического воздействия наиболее опасной для города зоны Таласо-Ферганского разлома.

Последствием прогнозируемого землетрясения при принятых исходных данных и выбранной модели сейсмического риска является следующее: доля зданий, получивших повреждения – 68%, доля разрушений и обвалов зданий – 8%.

На рисунке 4.12 приведена карта вероятностного риска жилых зданий г. Каракуль по типам застроек: многоэтажные, построенные с учетом норм и правил сейсмостойкого строительства, частные одноэтажные дома с элементами сейсмозащиты и дома частного сектора без учета антисейсмического усиления. Последний тип жилых строений выделен на рисунке оранжевым цветом – с наибольшим риском повреждений.

На рисунке 4.13 приведена карта вероятностного сейсмического риска зданий и сооружений в пределах 25км радиуса от границ Токтогульского водохранилища.

Как видно из рисунка, красными квадратами отмечены населенные пункты, вероятность сейсмического риска которых наиболее высока, сиреневыми - выделены поселки со средним уровнем сейсмического риска и зелеными ромбиками – сооружения ГЭС, сейсмический риск которых наиболее минимален



Условные обозначения

- | | |
|---|--|
|  Река |  второстепн. дороги |
|  Частдом без норм |  Основная дорога |
|  Многоэтажные дома |  Частный сектор |

Рис. 4.12. Карта вероятностного риска г.Каракуль с выделением участков застройки с различной уязвимостью.

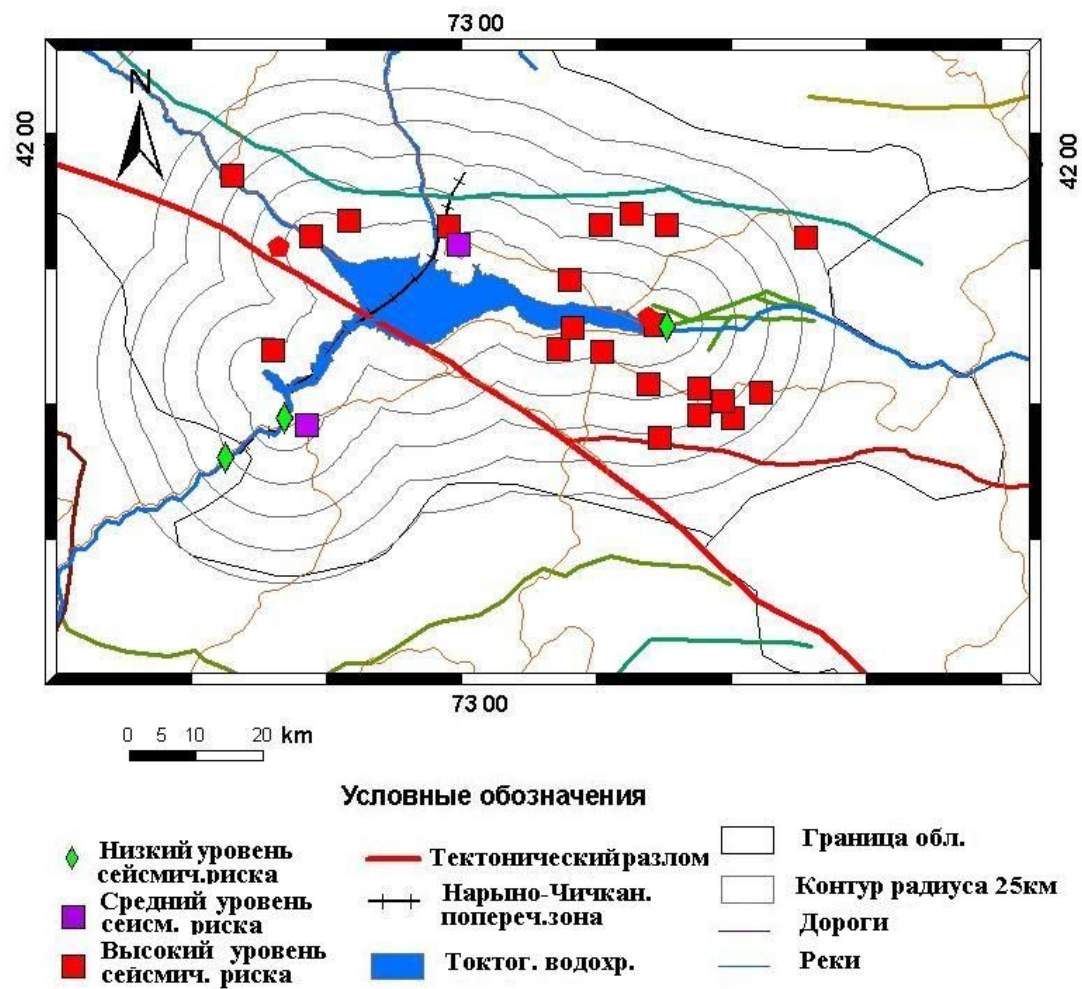


Рис. 4.13. Карта вероятностного сейсмического риска жилых зданий и сооружений на территории, прилегающей к Токтогульскому водохранилищу.

4.3 Экономическая эффективность результатов исследований

4.3.1 Оценка социально-экономической эффективности сейсмического риска

Экономическая эффективность и результативность проблемы может быть оценена исходя из того, что оценка сейсмического риска позволит снизить социальный, экономический и экологический риск в сейсмических районах Кыргызстана, уменьшить потери, понесенные населением в результате разрушительных землетрясений, создать условия для функционирования систем жизнеобеспечения при наступлении сейсмических событий и ликвидации их последствий, минимизировать ущерб, наносимый зданиям и сооружениям в результате сейсмических проявлений.

Социально-экономическая эффективность результатов исследований сейсмического риска состоит в осуществлении комплекса мероприятий, направленных на обеспечение приемлемого уровня сейсмической безопасности, повышение устойчивости жилых домов и объектов жизнеобеспечения, предотвращение гибели людей и снижение материального ущерба при землетрясениях [16,17].

Размер предотвращенного ущерба от возможного разрушения жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения (далее - объекты) в результате землетрясений (Эу) рассчитывается как предотвращенный ущерб (разность между ущербом, определенным без учета мероприятий по его предупреждению или снижению, и ущербом, определенным с учетом этих мероприятий) по следующей формуле [17]:

$$\text{Эу} = \text{Опр} \times 10, \quad (4.4)$$

где $O_{пр}$ - объем средств на проведение мероприятий по сейсмоусилению существующих объектов и (или) строительству новых сейсмостойких объектов взамен тех объектов, сейсмоусиление или реконструкция которых экономически нецелесообразны (далее - новые сейсмостойкие объекты);

10 - коэффициент предотвращенного ущерба при пессимистическом варианте развития сейсмических проявлений.

Снижение уровня риска возникновения чрезвычайных ситуаций вследствие разрушительных землетрясений определяется соотношением количества объектов, в отношении которых проведены мероприятия по сейсмоусилению существующих объектов или строительству новых сейсмостойких объектов, и общим количеством объектов, требующих первоочередного сейсмоусиления, по следующей формуле:

$$U_p = O_c \times 100\% / O_b, \quad (4.5)$$

где U_p - коэффициент, определяющий размер снижения уровня риска возникновения чрезвычайных ситуаций вследствие разрушительных землетрясений;

O_c - количество объектов, в отношении которых проведены мероприятия по сейсмоусилению существующих объектов или строительству новых сейсмостойких объектов;

O_b - общее количество объектов, требующих первоочередного сейсмоусиления или замены новыми сейсмостойкими объектами.

Выполнение мероприятий по сейсмоусилению существующих объектов или строительству новых сейсмостойких объектов позволит снизить вероятность оттока населения из постоянных мест проживания в сейсмических районах

республики, которая может возникнуть в результате увеличения вероятности сейсмических проявлений, а также материальных потерь от разрушения и повреждения зданий и сооружений во время сейсмических событий.

Реализация антисейсмических мероприятий позволит достичь следующих основных результатов:

- создать базу данных по сейсмической уязвимости зданий, сооружений и карт сейсмического риска, обосновать количество и очередность жилых домов, зданий и сооружений, подлежащих сносу, усилению, реконструкции;

- разработать унифицированные проектные решения по сейсмоусилению жилых домов, зданий и сооружений, обеспечивающих после их реализации нормативную сейсмоустойчивость;

- разработать и внедрить документы нормативного и методического характера по сейсмостойкому строительству;

- обеспечить юридическую защиту прав граждан на безопасную среду жизнедеятельности, жилого и социально-культурного фонда, промышленной инфраструктуры;

- защитить территорию, жилые здания и сооружения от вторичных эффектов землетрясений;

- выполнить превентивные меры по подготовке населения и органов управления к действиям в период землетрясений и ликвидаций последствий.

Социальная эффективность результатов исследований сейсмического риска будет обеспечиваться:

- нормативной сейсмостойкостью и надежностью жилых домов, зданий и сооружений при сильных землетрясениях (с учетом вторичных воздействий природного и техногенного характера) в результате проведения комплекса работ по усилению и реконструкции;

- созданием условий безопасности населения, сокращением числа санитарных и безвозвратных потерь, снижением расходов на компенсации семьям

погибших и раненым и расходов на лечение пострадавших, предотвращением эпидемий и массовой заболеваемости;

- организацией сети опорных пунктов помощи и жизнеобеспечения населения при чрезвычайных ситуациях, укомплектованием и обеспечением аварийно-спасательных служб, обучением населения и подготовкой специалистов к оперативным действиям при землетрясении;

- снижением расходов на ликвидацию последствий сильных землетрясений, в том числе на переселение людей, строительство нового жилья и выплаты пострадавшим компенсации за утраченное имущество.

- сохранением рабочих мест, уровня культурно-бытового обслуживания населения;

- сокращением оттока населения в другие районы;

- Реализация программы антисейсмических мероприятий позволит повысить сейсмостойкость более трети зданий и сооружений на территории города общей площадью 200 тыс. кв. м, провести усиление и реконструкцию зданий учреждений культуры, просвещения, здравоохранения, в том числе общеобразовательных школ, больничных комплексов, жилья, обеспечить сейсмостойкость зданий и сооружений объектов инженерной инфраструктуры систем жизнедеятельности, осуществить строительство зданий с различными эффективными системами сейсмозащиты.

Достижение указанных результатов в значительной степени повысит привлекательность территории Токтогульского района и в частности г. Каракуль для проживания и, соответственно, будет способствовать социально-экономическому развитию района в целом в ходе выполнения антисейсмических работ.

ВЫВОДЫ

1. В результате проведенной классификации зданий на территории г. Каракуль выделено 7 конструктивных типов зданий: одно- и двухэтажные деревянные дома, крупнопанельные пятиэтажные, монолитные четырехэтажные, одноэтажные и четырехэтажные кирпичные дома, возведенные с сейсмозащитными мероприятиями, индивидуальные саманные дома, построенные без учета норм и правил сейсмостойкого строительства.

2. Для оценки сейсмических потерь был применен метод спектрального смещения (спектральной несущей способности), основанный на кривых уязвимости.

3. Анализ кривых уязвимости по данным типам зданий выявил, что наиболее сейсмостойкими являются монолитные и крупнопанельные дома. Затем за ними по степени уязвимости следуют деревянные одно и двухэтажные дома, кирпичные одно- и четырехэтажные. Индивидуальные глинобитные дома являются самой неустойчивой конструктивной группой.

4. В результате проведенных исследований разработана карта-схема зонирования жилой застройки района исследования по величине сейсмического риска и конструктивной уязвимости. Карта позволяет определить стратегию градостроительной политики усиления существующих зданий и разработать комплекс мероприятий по предотвращению возможных и компенсации реальных ущербов от землетрясений.

5. Показана социально-экономическая эффективность результатов исследований сейсмического риска.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Сейсмологические исследования окружающей площади Токтогульского водохранилища позволили уточнить ее сейсмическую активность, а также выявить повторяемость землетрясений и определить среднюю глубину очага новых сейсмических проявлений. Результаты этих исследований дают возможность научно обосновать необходимость учета вертикальной составляющей сейсмического воздействия на здания и инженерные сооружения в зоне исследований.

2. Проведенные научные исследования позволяют рекомендовать во вновь проектируемых зданиях и инженерных сооружениях в зоне выявленного влияния Токтогульского водохранилища дополнительно рассчитывать ригели, перекрытия и своды на вертикальную составляющую сейсмического воздействия, с использованием наших теоретических и экспериментальных исследований.

3. Для оценки сейсмических потерь был применен метод спектрального смещения (спектральной несущей способности), основанный на кривых уязвимости.

4. Анализ сейсмической уязвимости жилой застройки показал, что основные факторы, обеспечивающие сейсмостойкость сооружений касаются конструктивных решений и технического состояния зданий, построенных в различные периоды формирования городской среды. Анализ кривых уязвимости по данным типам зданий г. Каракуль выявил, что наиболее сейсмостойкими являются монолитные и крупнопанельные дома.

Затем за ними по степени уязвимости следуют деревянные одно и двухэтажные дома, кирпичные одно- и четырехэтажные. Индивидуальные глинобитные дома являются самой неустойчивой конструктивной группой.

5. В результате проведенных исследований разработана карта-схема зонирования жилой застройки района исследования по величине сейсмического риска и конструктивной уязвимости. Значительному сейсмическому риску с 95% разрушений жилых строений могут быть подвергнуты населенные пункты, находящиеся в пределах радиуса 25км от водохранилища. В зоне со средним уровнем риска окажутся города Токтогул, Каракуль. Сооружения каскада ГЭС - с наименьшим уровнем сейсмического риска. Карта позволяет определить стратегию градостроительной политики усиления существующих зданий и провести комплекс мероприятий по предотвращению возможных и компенсации реальных ущербов от землетрясений.

6. Экономическая эффективность результатов исследований заключается в снижении социального, экономического и экологического риска в сейсмических районах Кыргызстана, уменьшении потерь, понесенных населением в результате разрушительных землетрясений, минимизации ущерба, наносимого зданиям и сооружениям в результате землетрясений.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Айзенберг Я.М. Спитакское землетрясение 7 декабря 1988г. Некоторые уроки и выводы. // Сейсмостойкое строительство. – М.: ВНИИТПИ, 1999. -№1.- С.6-9.
2. Айзенберг Я.М., Болтухов А.А., Мартемьянов А.И. и др. Сейсмический риск и экономика сейсмостойкого строительства. – В кн.: Совершенствование методов расчета и конструирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах. - М: ЦНТИ, -1976.- С.54-62.
3. Айзенберг Я.М. О строительном зонировании в строительных нормах стран СНГ. // Научно-технический журнал ВНИИТПИ Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений.-2001. -№3. -С.33-37.
4. Айзенберг Я.М. Модели сейсмического риска и методологические проблемы планирования мероприятий по смягчению сейсмических бедствий // Научно-технический журнал ВНИИТПИ Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. -2004. №6. С.31-38.
5. Абдрахматов К.Е., Лемзин И.Н. Современные и четвертичные тектонические движения по Таласо-Ферганскому разлому.//Тянь-Шань в новейшем этапе геологического развития. - Бишкек: Илим. – 1991.-С.66-73.
6. Абдрахматов К.Е., Омуралиев М., Ормуков Ч. Землетрясение Нура.//Известия НАН КР, 2008. -№4.- С.19-29.
7. Абдужабаров А.Х., Егембердиева К.А., Таиров Т.С. Влияние изменения сейсмологической ситуации на динамику зданий и сооружений. - Бишкек: Вестник КГУСТА, 2012. -№2.-С.157-160.

8. Абдужубаров А.Х. Сейсмостойкость автомобильных и железных дорог. - Бишкек, 1996.- 226с.
9. Абдужубаров А.Х. Влияние скоростного движения поездов на лавинозащитные галереи.// Материалы Первой Международной научно-практической конференции 18-19 октября 2000г. - Алматы: КазАТК, 2000.-С.96-100.
10. Абдужубаров А.Х., Егембердиева К.А. Воздействия на здания и сооружения вертикальной составляющей сейсмической волны. // Мат. межд. научн-практ. конф. «Инновации в области строительства и образования: становление, проблемы, перспективы». 12-13 ноября 2012г. - Бишкек. -№4.- С. 89-92
11. Абдурашидов К.С. К оценке величины периодов свободных колебаний по эмпирическим формулам. // Изв. АН Узб. ССР, серия техн. наук – 1966. -№2.
12. Апсеметов М.Ч., Егембердиева К.А. Конструкции сейсмостойких сельских зданий. // Мат. межд. научн-практ. конф. «Инновации в области строительства и образования: становление, проблемы, перспективы». 12-13 ноября 2012г. – Бишкек, 2012.. -№4.
13. Беспаяев А.А. Расчет стержневых железобетонных конструкций на сейсмические нагрузки. // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. - Алматы: КазНИИССА, 1996. -С.117-127.
14. Барштейн М.В. Применение вероятностных методик к расчету сооружений на сейсмические воздействия. «Строительная механика и расчет сооружений», 1960. - №2.
15. Возбужденная сейсмичность вблизи Нурекского водохранилища. Под. ред. Негматуллаева С.Х.. - Душанбе: Дониш, 1975.- 89 с.
16. Воронец В.В., Уздин А.М. Учет конечного срока службы сооружения при оценке сейсмического риска // Сейсмостойкое

строительство. Безопасность сооружений. - М.: ВНИИИТПИ, 2001. - №2. -С. 43-47.

17. Воронец В.В., Сахаров О.А., Уздин А.М. Оценка статических характеристик экономического сейсмического риска // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – М.: ВНИИИТПИ, 2000, №2, С.6-8.

18. Газлийское землетрясение 1976г. Отв. ред. Поляков С.В., Мартемьянов А.И., Килимник Л.Ш., Жаров А.М. - М.: Наука, 1982.- 196с.

19. Гупта Х., Растоги Б. Плотины и землетрясения. - М.: Мир, 1979.- 251с.

20. Гольденблат И.И., Поляков С.В. Проблема «инженерного риска» в сейсмостойком строительстве. // Строительная механика и расчет сооружений, 1975.- №6.- С.41-44.

21. Деглина М.М., Уранова С.К. Оценка надежности с учетом региональной сейсмостатической информации. // Расчет и проектирование зданий для сейсмоопасных районов. (Под редакцией Я.М. Айзенберга) – М.: Наука, 1988.- С.21-26.

22. Джанузаков К.Д., Ильясов Б.И., Кнауф В.И. и др. Киргизия.// Сейсмическое районирование территории СССР. Методические основы и региональное описание карты 1978г. - М.: Наука. –1980.-С. 186-194.

23. Джанузаков К.Д., Чедия О.К., Абдрахматов К.Е., Турдукулов А.Т. Карта сейсмического районирования Кыргызской Республики (масштаб 1:1000000). – Бишкек: Илим, 1996. – 24с.

24. Джанузаков К.Д., Омуралиев М., Омуралиева А., Ильясов Б.И., Гребенникова В.В. Сильные землетрясения Тянь-Шаня (в пределах территории Кыргызстана и прилегающих районов Кыргызстана стран Центральной Азии). – Бишкек: Илим, 2003.-216с.

25. Джанузаков К.Д Сопоставление различных магнитудных и энергетических определений величины землетрясений Центральной Азии ($M \geq 4,8$, $h \leq 70$ км). // Геолого-геофизические исследования в Институте сейсмологии Национальной Академии Наук Кыргызской Республики. - Бишкек, 2006.- С.38-46.
26. Довгань В.И., Фролова А.Г. Некоторые результаты инженерно-сейсмометрических наблюдений на Токтогульской ГЭС. / Сборник докладов 7-го Казахстанско-Китайского Международного симпозиума 2-4 июня 2010г. - Алматы -2010. С.509-514.
27. Егембердиева К.А. Амплитудно-частотный спектр афтершока Суусамырского землетрясения 20.08.92г. в различных грунтовых условиях. Бишкек: Илим. // Изв. НАН КР, 2000. №2.-С.19-22.
28. Егембердиева К.А. Изучение спектральных характеристик грунтов по данным телеметрических станций KNET на территории Бишкекского прогностического полигона. - Бишкек: Илим. // Изв. НАН КР, 2000. -№3. -С.25-28.
29. Егембердиева К.А.. Вероятностный сейсмический риск зданий и сооружений в регионе Токтогульского водохранилища. // Интернет журнал ВАК, 2011. www.nakkr.kg.
30. Егембердиева К.А. К вопросу о сейсмических воздействиях на здания и сооружения определенной территории в вероятностных значениях пиковых ускорений. // Известия вузов. - Бишкек, 2011. -№2. - С.76-82.
31. Егембердиева К.А Сейсмическая уязвимость жилых зданий на примере населенных пунктов, близлежащих к Токтогульскому водохранилищу. // Известия вузов. - Бишкек, 2011. -№3. -С.72-74.
32. Жунусов Т.Ж., Таубаев А., Ицков И., Михайлова Н., Нурмаханбетов А. Seismic hazard and building vulnerability in Kazakhstan. In.: King, S.A., Khalturin, V.I. and Tucker, B.E. (eds.)//

Seismic Hazard and Building Vulnerability in Post-Soviet Central Asian Republics, Kluwer Academic Publishers. Printed in the Netherlands, Dordrecht, 1999.- pp.67-92.

33. Жунусов Т.Ж Основы сейсмостойкости сооружений. - Алма-Ата: «Рауан», 1990.- 270 стр.

34. Жунусов Т.Ж Элементы колебаний систем и динамики сооружений в теории сейсмостойкости. – Алматы: КазГАСА, 1999. – 119с.

35. Завриев К.С. Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость.//Изв. Тифлисского госуд. политех. инст., 1928.

36. Иманбеков С.Т., Уранова С.К. К вопросу сейсмостойкости зданий существующей застройки. // Сборник научных трудов КыргызНИИПстроительства. - Бишкек: Илим, 1997. -С.3-11.

37. Иманбеков С., Уранова С., Iwan W. Earthquake resistance of multi-story residential buildings in Central Asian capital cities. In.: King, S.A., Khalturin, V.I. and Tucker, B.E. (eds.)// Seismic Hazard and Building Vulnerability in Post-Soviet Central Asian Republics, Kluwer Academic Publishers. Printed in the Netherlands, Dordrecht, 1999.- pp.45-65.

38. Иманбеков С., Джанузаков К., Уранова С., Фролова А. Seismic hazard and Building vulnerability in Kyrgyzstan In.: King, S.A., Khalturin, V.I. and Tucker, B.E. (eds.) // Seismic Hazard and Building Vulnerability in Post-Soviet Central Asian Republics, Kluwer Academic Publishers. Printed in the in the Netherlands, Dordrecht, 1999.- pp.93-105.

39. Ицков И.Е. Предложения по совершенствованию методики учета влияния грунтовых условий на величины расчетных сейсмических нагрузок // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - М.: ВНИИТПИ, 2001. -№6. -С.44-49.

40. Ицков И.Е., Михайлова Н.Н. Нормирование сейсмических нагрузок, определяемых в предположении упругого деформирования

зданий и сооружений. // Сейсмостойкое строительство. - М.: ВНИИТПИ, 1996. -№5.

41. Касымов С.М., Джураев Н.М., Тимбеков И.Х., Мирзоев В.М. Сейсмическое микрорайонирование площадей строительства гидротехнических сооружений Узбекистана. - Ташкент: Фан, 1974.- 153с.

42. Крестников В.Н, Штанга Д.В. О четвертичной истории и сейсмичности зоны Таласо-Ферганского глубинного разлома.// Изв. АН СССР, Физика Земли, 1979.- №5.- С.31-46.

43. Кофф Г.Л., Фролова Н.И. Оценка уязвимости при сейсмических воздействиях // Сейсмическое районирование и сейсмостойкое строительство (методы, практика, перспективы). - М., изд-во ГУП ЦПП, 1998.-С.81-94.

44. Кофф Г.Л. Сейсмический риск ущерба от землетрясений и проблемы его оценки и снижения // Научно-технический журнал ВНИИТПИ Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2000-а. -№5.-С.25-28.

45. Корженков А.М., Бобровский А.В., Мамыров Э. Признаки сильных палеоземлетрясений по Таласо-Ферганскому разлому в районе перевала Кок-Бель. Кыргызстан. Геотектоника, 2010.- №3.- С.68-76.

46. Кутуев М.Д, Укуев Б.Т., Матазимов Б.С., Мамбетов Э.М. Теория и практика сейсмозащиты сооружений. – Бишкек, 2010.-372с.

47. Клячко М.А. Состояние и проблемы методологии и техники анализа и контроля сейсмического риска на урбанизированных территориях // Сейсмостойкое строительство. - М.: ВНИИТПИ, 1999. -№2. -С.15-18.

48. Клячко М.А. Уязвимость главный фактор анализа и управления риском.//Научно-технический журнал ВНИИТПИ Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2003. -№5. - С.26-28.

49. Клячко М.А. Руководство по разработке и применению сценариев бедствия на урбанизированных территориях // Научно-технический журнал ВНИИТПИ Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2004. - №1.-С.22-25.
50. Крестников В., Нерсесов И.Л., Данилова М.А. и др. Методика оценки сейсмической опасности гидротехнических сооружений. - М.: Наука, 1990.- 139с.
51. Коган А.Я. Колебания при высоких скоростях движения. – М: ВНИЖТ, 2007.
52. Камчыбеков М.П., Егембердиева К.А. Исследование взаимодействия колебаний грунта и трехэтажного дома, расположенного в зоне свыше 9 баллов. // Проблемы механики. - Ташкент: ФАН АН Республики Узбекистан, 2004.- №4.- С.27-30.
53. Камчыбеков М.П., Егембердиева К.А. Определение собственных периодов колебаний существующих зданий и сооружений. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - М.: ВНИИТПИ, 2004.-№5.-С.55-57.
54. Камчыбеков М.П., Егембердиева К.А. Сейсмичность территории Токтогульского водохранилища за период 1961-2006гг.// Гидротехническое строительство. - М.: НТФ «Энергопрогресс», 2007.- №9.- С.28-34.
55. Корчинский И.Л. Сейсмостойкое строительство зданий. Уч. пос. для вузов. - М.: Высшая школа, 1971.- 320с.
56. Карапетян Б.К. Результаты изучения Спитакского землетрясения и перспективы дальнейших исследований. // Сейсмостойкое строительство. – М.: ВНИИТПИ, 1999. -№1. -С.9-11.
57. Канторович Л.В., Кейлис Борок В.И., Молчан Г.М. Сейсмический риск и принципы сейсмического районирования. – В кн.: Вычислительные и статические методы интерпретации

сейсмических данных. (Вычислительная сейсмология, вып.6). - М.: Наука, 1973.- С.3-20.

58. Канторович Л.В., Молчан Г.М., Вилькович Е.В., Кейлис-Борок В.И. Статические вопросы оценки поверхностных эффектов, связанных с сейсмичностью. – В кн.: Алгоритмы интерпретаций сейсмических данных (вычислительная сейсмология, вып.5). - М.: Наука, 1971.- С.80-128.

59. Камчыбеков М.П., Егембердиева К.А., Камчыбеков Ы. Анализ перемещения кирпичного здания под воздействием сейсмических сил.// Бишкек: Вестник КГУСТА, 2012.- № 1(39). С.13-17.

60. Лемзин И.Н. Разломы Кыргызской части Тянь-Шаня. – Бишкек: Илим, 2005.-60 с.

61. Маматов Ж.Ы., Куликов В.И., Камчыбеков М.П., Егембердиева К.А., Камчыбеков Ы., Шамшиев Н.У., Андашев А.Ж., Сансызбаев С.М. Результаты экспериментального исследования моделей домов из «кирпича-сырца», «сынч» и «сокмо» на виброплатформе. // Мат. Межд. науч.-пр. конф. «Инновации в области строительства и образования: становление, проблемы, перспективы» 12-13 ноября, КГУСТА, Бишкек, 2012г.// Бишкек: Вестник КГУСТА, 2012.- № 3(37). С. 57-66.

62. Мартемьянов А.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений, возводимых в сельской местности. - М.: Стройиздат, 1982. -176 с.

63. Мартемьянов А.И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах: Учеб. Пособие для вузов.- М.: Стройиздат, 1985.– 255с.

64. Медведев С.В. К вопросу экономической целесообразности антисейсмического усиления зданий. // Труды института Физики Земли АН СССР, 1962 вып.

65. Медведев С.В. Инженерная сейсмология. - М.: Госстройиздат, 1962. – 284 с.
66. Малик Л.К. Чрезвычайные ситуации, связанные с гидротехническим строительством (ретроспективный обзор)// Гидротехническое строительство, 2009.- №12. -С.2-16.
67. Новый каталог сильных землетрясений на территории СССР с древнейших времен до 1975г. Отв. ред. Н.В. Кондорская и Н.В. Шебалин. М.: Наука, 1977. -С.198-296.
68. Нерсесов И.Л, Грин В.П., Джанузаков К. О сейсмическом районировании бассейна реки Нарын. Ан Кирг.ССР. - Фрунзе, 1960г. - С.176.
69. Нерсесов И.Л, Ильясов Б.И., Павлов В.Д, Преображенский В.Б., Рузайкин А.И. Изменение сейсмичности района Токтогульского гидроузла в связи с эксплуатацией водохранилища. // Изв. АН Кирг. ССР, 1988. -№4.-С.82-92.
70. Ордобаев Б.С., Егембердиева К.А. Некоторые вопросы по ударно-волновой концепции сейсмического разрушения сооружений.// Известия вузов, 2012г. - №7.
71. Ордобаев Б.С., Егембердиева К.А. Исследования форм сейсмических разрушений зданий при воздействии сейсмических нагрузок.// Наука и новые технологии, 2012. -№9.
72. Омуралиев М., Омуралиева А., Ачакеев. Э. Атлас пиковых ускорений сильных землетрясений и законы затухания пиковых ускорений сейсмогенных зон (в пределах территории Кыргызстана и прилегающих районов стран Центральной Азии). – Бишкек, 2009.-164с.
73. Поляков С.В., С.М., Сафаргалиев С.М. Сейсмостойкость зданий с несущими кирпичными стенами. – Алма-Ата: Казахстан, 1988. -188с.
74. Павлов В.Д., Павлова Г.И., Рузайкин А.И., Симпсон Д. Изучение возбужденной сейсмичности в районе Токтогульского

водохранилища.//Режимные геофизические наблюдения. - М-Гарм, 1990.- С.90-103.

75. Панфилов В.С. О связи заполнения водохранилищ с землетрясениями //Гидротехническое строительство. - М.: Энергия, 1973. -№5-С. 43-47.

76. Рассказовский В.Т., Рашидов Т.Р., Абдурашидов К.С.Последствия Ташкентского землетрясения. – Ташкент: Фан, -1967. -142с.

77. Семенов В.С. Антисейсмические мероприятия и контроль качества строительно-монтажных работ. – Фрунзе: Кыргызстан, 1988. - 111с.

78. Сейсмический риск и инженерные решения. Под ред. Ц.Ломнитца и Э.Розенблюта. – М.: Недра, 1981.-375с.

79. Сейсмическое районирование СССР, под ред. Медведева С.В. - М.: Наука, 1968. -471с.

80. Сеитов Б.М Вероятностное моделирование надежности строительных конструкций. – Бишкек: КРСУ, 2002. -232с.

81. Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Айдаралиев Б.Р. Сейсмические разрушения – альтернативный взгляд // Сборник научных трудов, ч.І.- Бишкек, 2012. -134с.

82. Смирнов С.Б., Ордобаев Б.С., Айдаралиев Б.Р. Сейсмические разрушения – альтернативный взгляд // Сборник научных трудов, ч.ІІ.- Бишкек, 2013. -144с.

83. СН 8-57 – нормы и правила строительства в сейсмических районах Стройиздат, 1957.

84. СНиП, ч. II, раздел А, гл..12. Строительство в сейсмических районах. Гостройиздат, 1962.

85. СНиП 2.03.01-84* - Бетонные и железобетонные конструкции.

86. СНиП 2.01.07-85*Нагрузки и воздействия.

87. СНиП II-7-81*Строительные нормы и правила. М., 1981.
88. СНиП II-81* Строительство в сейсмических районах/ Госстрой СССР.- М.: АПП ЦИТП, 1991.– 50с.
89. СНиП II-23-81* Стальные конструкции.
90. СНиП КР 20-02:2009 Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования. Бишкек, 2009.-103с.
91. СНиП РК 2.03-30-2006 Строительство в сейсмических районах.
92. Сеитов Б.М., Ордобаев Б.С. Сейсмическая защита и его организация. Учебник для вузов. Бишкек, 2013.- 176стр.
93. Турдукулов А., Камчыбеков М., Егембердиева К., Вессон Р., Перкинс Д., Петерсон М. Предварительный вероятный анализ сейсмической опасности г. Бишкек по методологии USGS.//Проблемы предотвращения последствий разрушительных землетрясений. – Алматы: ЭВЕРО, 2003. –С.80-87.
94. Уразбаев М.Т. Сейсмостойкость упругих и гидроупругих систем. - Ташкекнт. -1966.
95. Уранова С.К. Последствия землетрясения в Индии 26 января 2001 года // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – М.: ВНИИТПИ, 2001. -№5.- С.39-43.
96. Уздин А.М, Сандович Т.А., Аль-Насер-Мохамад Самих Амин. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений. – С.-Петербург: ВНИИГ, 1993.– 175с.
97. Чедия О.К. Морфоструктура и новейший тектогенез Тянь-Шаня. - Фрунзе: Илим, 1986.-300с.
98. Шуйфер М.И., Камчыбеков М.П., Егембердиева К.А., Добрынин И.А, Исследования сейсмобезопасных условий возведения плотины Камбаратинской ГЭС-2).//Гидротехническое строительство. - М.: НТФ «Энергопрогресс», 2009. -№12. -С.17-25.

99. Шебалин Н.В. О предельной магнитуде и предельной балльности землетрясения. – Изв. Ан СССР. Физика Земли, 1971. -№6. -С.12-21.

100. Эрдик М., Рашидов Т., Турдукулов А.Т., Сафак Э. Оценка и снижение сейсмического риска в Ташкенте, Узбекистан и Бишкеке, Кыргызстан (Заключительный отчет по проекту), NATO SfP 971923 2000-2004гг.

101. Abrahamson N.A. and Silva W. Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes, *Seismological Research Letters*, vol. 68, num 1, pp 94-127), January/February 1997.

102. Boore, D., W. Joyner, and T. Fumal (1997). Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from Western North American earthquakes: a summary of recent work, *Seism. Res. Letts.*, v. 68, no. 1, pp. 128-153.

103. Bormann, P. and Khalturin, V.I. (1975) Relations between different kinds of magnitude determinations and their regional variations. *Proceed. XIVth General Assembly of the European Seismological Commission, Trieste, 16-22 September 1974. Nationalkomitee fur Geodasie und Geophysik, AdW der DDR, Berlin, 27-39.*

104. Benito M.B., Lindholm C., Camacho E., Climent A., Marraquin G., Volina E., Rojas W., Segura J., Talavera E. A new evaluation of Seismic Hazard for the Central America Region in the frame of the RESIS II Project.//The 14th World Conference on the Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.

105. Biot M.A A mechanical analyzer for the Prediction of earthquake stress, *Bulletin of the Seismological Society of America* vol.31, №2, 1941.

106. Cornell, A. (1968). Engineering seismic risk analysis, *Bull. Seism. Soc. Am.*, v. 58, pp. 1583-1606

107. Catalog of the active faults of northern Eurasia, Information center for earth science, Schmidt United Institute of Physics of the Earth, Russian Academy of Sciences, Abrahamson, N.A., and W.J. Silva (1997). Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes. *Seismological Research Letters*, v. 68, no. 1, 94-127.
108. Donald L. Wells and Kevin J. Coppersmith (1994). New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 84, No 4, pp. 974-1002, August 1994.
109. Gutenberg, B., and Richter, C.F. (1942). Earthquake magnitude, intensity, energy, and acceleration. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 32, 162-191.
110. García D., Singh S. K., Herráiz M., Ordaz M., and Pacheco J. Inslab Earthquakes of Central Mexico: Peak Ground-Motion Parameters and Response Spectra, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 95, No. 6, pp. 2272–2282, December 2005
111. Grandory G., Petrini V. Comparative Analysis of the Seismic Risk in Sites of Different Seismicity. *Internet. F. Earthquake Engng. Struck. Dynamics*, 1977, v.5, N1, p.53-55.
112. Grandory G., Benedetti D. On the Choice of the Acceptable Seismic Risk. – *Internat. J. of Earthquake Engng. and Struct. Dynamics*, 1973, VII-IX, v.2, N1, p.3-9.
113. Grunthal, G. European Macroseismic Scale 1998. *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie 1998*; Vol.15, pp.1-99.
114. HAZUS (1999), *Earthquake Loss Estimation Methodology*, Technical Manual, RMS, NIBS and FEMA
115. Housner G.W., Martel R.R., Alford I.I. *Bulletin of the Seismological Soc of America*, Vol.45, 2, 1953.

116. Molina, S., Lang, D.H., Lingvall, F., and Lindholm, C.D. (2009). User Manual for the Earthquake Loss Estimation Tool: SELENA (v5.0), July 2009, 75 pp.
117. Molina, S., Lang, D.H., and Lindholm, C.D. (2010). SELENA – An open-source tool for seismic risk and loss assessment using a logic tree computation procedure, *Computers & Geosciences* 36 (2010): 257–269, [doi: 10.1016/j.cageo.2009.07.006].
118. Mononobe N. Journal of Civil Engineering Society, Tokyo, 1920. -120p.
119. Minami K., Wakabayashi M. Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-and-Column Assemblages with Emphases of Shear Failure of Column. -6 WCEE, v. 11.
120. Omori F. Publications of the Earthquake Investigations in Foreign Languages, №4, Tokyo, 1900.
121. Ordaz, Z., Aguilar, A. y Arboleda, J. Program for Computing Seismic Hazard/ Instituto de Ingenieria, UNAM. Mexico.
122. Reiter, L. (1990). Earthquake Hazard Analysis: Issues and Insights, Columbia University Press, New York, 254 p.
123. Rojas W., H. Bungum and C. Lindholm (1993a): Historical and recent earthquakes in Central America. Rev. Geol. Amer. Central, Vol. 16, pp. 5-21.
124. Rojas W., H. Cowan, C. Lindholm. A. Dahle and H. Bungum (1993b): Regional seismic zonation for Central America; A preliminary model. NORSAR report under the RESIS I regional seismology project.
125. T.Rashidov, E.Kuzmina, Isk. Rashidov, A.Yusupov The Use of Various Calculation Methods for the Lifeline Systems Vulnerability Assessment in the City of Tashkent, Uzbekistan.// Proceedings of 10th Int.Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Eng.- Drexel University, Philadelphia, USA. Oct.7-10, 2001.

126. Rashidov T., Kuzmina Y., Mamysheva D. Assessment and Mitigation of seismic risk in Tashkent, Uzbekistan.// Problems of destructive earthquake disaster prevention. Second Kazakhstan-Japan Workshop. September 23-25, 2002.- AlmatyEvero. 2003, pp.17-25.

127. Rashidov, A.Turdukulov, M. Erdik, E. Safak Assessment and Mitigation of Seismic Risk in Tashkent, Uzbekistan and Bishkek, Kyrgyzstan. Reports of The 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering (11th ICSDEE) & The 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (3rd ICEGE), January 7-9, 2004, Berkeley, California, USA.

128. Spudich P., Joyner W. B., Lindh A. G., Boore D. M., Margaris B. M., and Fletcher J. B., SEA99: A Revised Ground Motion Prediction Relation for Use in Extensional Tectonic Regimes, Bulletin of the Seismological Society of America, 89, 5, pp. 1156-1170, October 1999

129. Simpson D.W, Hamburger M.W, Pavlov V.D, Nersesov J.L. Tectonics and seismicity of the Toktogul reservoir region, Kirgizia, USSR// Z. Geophys. Research 1981. V.86. № B1. P.345-358.

130. Singh S.K., Bazan E., and Esteva L. (1980). Expected Earthquake Magnitude from a Fault. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 79, No.3, pp. 903-914, June 1980.

131. Survey report for building damages due to the 1995 Hyogo-Ken Nanbu earthquake, Building Research Institute, Ministry of Construction (Japan) March 1996. -222p.

132. www.lira.com.ua

133. Whitman R.V., Biggs J.M., Brennan J.E., Cornell C.A., Neufville R.L., Vanmarcke E.H. Seismic Design Decision Analysis. – J.Struct.Div., 1975, N5, p.1067-1083.

134. Wells, D.L., and K.J. Coppersmith (1994). New empirical relations among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement, Bull. Seism. Soc. Am., 84, 974-1002.