

А.С., Курабаев<sup>1</sup>, М.М. Абаканов<sup>2</sup>

(<sup>1</sup>бакалавр по специальности «Нефтегазовое дело. Разработка и эксплуатация нефтяных и газовых месторождений», магистр по специальности «Строительство» КазННТУ им. К.И. Сатпаева, <sup>2</sup>магистр по специальности «Строительство» КазННТУ им. К.И. Сатпаева, г. Алматы, Республика Казахстан)

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ И СРАВНЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ПРЕДПОСЫЛОК

**Аннотация.** Данная статья посвящена исследованию зданий, возводимых в сейсмических районах Республики Казахстан, как объектов повышенной ответственности, которые имеют специфические отличия от зданий, возведенных в сейсмически неактивных районах.

**Ключевые слова:** сейсмостойкость, проектирование, расчет сейсмических нагрузок, экспериментальные исследования сейсмостойкости сооружений, вибромашины.

### Введение

Для классификации высотных зданий как объектов повышенной ответственности есть, по меньшей мере, две причины.

Во-первых, высотные здания являются уникальными сооружениями, представляющими собой не только архитектурные акценты современных мегаполисов, но и символы экономического и научно-технического развития государства. Отказы высотных зданий при сильных землетрясениях способны вызвать серьезные негативные социальные и экономические последствия.

Во-вторых, эксплуатация высотных зданий связана с длительным скоплением в них большого количества людей, срочная эвакуация которых при чрезвычайных ситуациях затруднена. Для наглядности отметим, что площадь застройки, приходящаяся на одного человека, проживающего или работающего в 20...25-этажном здании, близка к площади, приходящейся на одно место в зрительных залах зрелищных сооружений.

Специфические отличия высотных зданий от зданий малой и средней этажности, по версии зарубежного издания «CALTRANS», обусловлены:

- низкой способностью высотных зданий (если они не оснащены особыми механическими устройствами) к рассеянию энергии сейсмических колебаний;
- опасностью хрупкого разрушения при землетрясении несущих конструкций нижних этажей, перегруженных вертикальными статическими нагрузками; меньшими, по сравнению со зданиями малой и средней этажности, резервами несущей способности.

Проектирование и строительство в сейсмических районах высотных зданий представляет собой сложную инженерную задачу, корректное решение которой

возможно только при наличии соответствующей нормативной базы, а также специального материально-технического и технологического обеспечения.

Действующие нормы Республики Казахстан СНИП РК 2.03-30-2006 «Строительство в сейсмических районах», как и аналогичные нормы других стран СНГ, не содержат в должном объеме положения, регламентирующие правила расчета и конструирования высотных зданий. Более того, в указанных нормах нет даже количественного определения понятия «высотное здание».

Отсутствие в СНИПах положений по расчету и конструированию высотных зданий вполне закономерно, поскольку СНИПы, в их традиционном виде, устанавливают требования только для стандартных ситуаций и не распространяются на особые случаи, подлежащие рассмотрению в специальных нормативно-инструктивных документах или в технических условиях адресного характера.

Стратегия проектирования высотных зданий, полностью согласующаяся с нашими воззрениями, сформулирована следующим образом: «... для высотного строительства, по аналогии с авиацией, должен использоваться принцип первоочередной безопасности через создание запаса прочности системы».

В технических условиях эта стратегия реализуется следующим образом.

**А.** Расчетные сейсмические нагрузки на высотные здания определяются в предположении упругой работы конструкций при проектных землетрясениях.

Максимальное ускорение основания при проектном землетрясении определяется как произведение максимального ускорения основания при редком сильном землетрясении, соответствующем сейсмичности площадки строительства, и коэффициента редукиции, значения которого назначаются с учетом конструктивных решений здания и находятся в пределах 0,2...0,3. Расчетные сейсмические нагрузки на высотные здания вычисляются с применением повышающего коэффициента  $K_3$ , комплексно учитывающего повышенную ответственность и низкие диссипативные свойства высотных зданий. Значения коэффициента  $K_3$  определяются по формуле:

$$1 \leq K_3 = 1,0 + 0,06(p-5) \leq K_{3max}, \quad (1)$$

где  $p$  – количество этажей в здании (кроме этажей, расположенных ниже планировочной отметки, цокольных, мансардных и верхних технических);

$K_{3max}$  – максимальное значение коэффициента  $K_3$ ; высотные здания, возводимые в сейсмических районах Казахстана, как правило, проектируются в виде каркасно-стеновых или рамно-связевых конструктивных систем, для которых значение коэффициента  $K_{3max}$ , равно 1,8.

**Б.** Различия между расчетными сейсмическими нагрузками, принимаемыми при проектировании высотных зданий, и реальными сейсмическими нагрузками, соответствующими редким сильным землетрясениям, компенсируются специальными мероприятиями конструктивного характера.

Эти мероприятия направлены на повышение прочности и способности к пластическому деформированию несущих элементов, в наибольшей степени ответственных за сейсмостойкость высотных зданий.

Специальные конструктивные мероприятия, содержащиеся в технических условиях КазНИИСА, сформировались на основании анализа современных норм и результатов экспериментально-теоретических исследований, проведенных в Казахстане и за рубежом.

В тоже время, работы по регламентации основных принципов проектирования высотных зданий в сейсмических районах нельзя считать полностью завершенными. Имеется целый ряд концептуальных вопросов, ответы на которые можно получить только в результате накопления и обобщения экспериментальных данных о фактической работе высотных зданий при нагрузках типа сейсмических.

Исходя из природы и особенностей сейсмических воздействий, наиболее предпочтительными являются экспериментальные исследования, при проведении которых реализуется динамический характер нагружения исследуемых объектов.

Подобные эксперименты позволяют получить достаточно объективную информацию об эффективности принятых конструктивных решений зданий или их отдельных элементов, не проходивших ранее проверку в условиях реальных землетрясений, а также о достоверности расчетных моделей, применяемых для обоснования сейсмостойкости конструктивных систем.

### **Методы**

Для проведения экспериментальных исследований был предоставлен объект, представляющий собой 25-этажное жилое здание, строящегося в гор. Алматы жилого комплекса.

Сейсмичность площадки строительства 9 баллов. Категория грунтов по сейсмическим свойствам – I. Условия, усложняющие сейсмологические или инженерно-геологические условия площадки строительства не выявлены.

Здание запроектировано с 2-мя подвальными этажами, 25-ю надземными жилыми этажами и верхним техническим этажом.

Здание имеет простую форму в плане и отделено от примыкающих объектов антисейсмическими швами. Проектная высота здания от подошвы фундамента до верха здания (без учета шпиля) 134,12 м.

В конструктивном отношении изучаемый объект представляет собой пространственную каркасно-стеновую систему.

Толщина основных железобетонных стен рассматриваемого здания принята переменной по высоте – от 600-800 мм в уровнях нижних этажей до 240 мм в уровнях верхних этажей. Размеры поперечного сечения колонн также приняты переменными по высоте здания – от 600х600 мм в уровнях нижних этажей до 400х400 мм в уровнях верхних этажей.

При горизонтальных воздействиях совместная работа колонн каркаса и железобетонных стен обеспечивается горизонтальными дисками перекрытий. Перекрытия здания выполнены монолитными железобетонными и имеют толщину 20 см. Фундаментная плита имеет толщину 240 см, а в местах расположения приямков для лифтов – 365 см.

Проектная прочность бетона фундаментной плиты принята В25, стен и колонн: до 14 этажа – В30, выше – В25.

Перегородки в здании были выполнены из пустотных блоков полусухого прессования, изготовленных по технологии «Besser», и гипсокартона, а ограждающие наружные стены из легких навесных панелей и, на отдельных участках, в виде кладки из газоблоков.

Здания каркасно-стеновых конструктивных систем, благодаря своим технико-экономическим преимуществам, большому потенциалу в области архитектурной выразительности внешнего облика и широким возможностям в части организации «гибких» планировок помещений, получили широкое распространение в практике сейсмостойкого строительства в г. Алматы.

Анализ последствий сильных землетрясений и ранее проведенных испытаний показывает, что каркасно-стеновые конструктивные системы отличаются от рамных каркасных систем рядом неоспоримых преимуществ.

Наличие правильно запроектированных железобетонных стен способствует:

- уменьшению амплитуд колебаний зданий и связанных с этим неблагоприятных эффектов конструктивного, эксплуатационно-технологического и социально-психологического характера;
- многократному уменьшению усилий в колоннах и узлах их примыкания к смежным элементам от действия горизонтальных нагрузок;
- повышению диссипативных свойств конструктивной системы; уменьшению повреждаемости ненесущих элементов (перегородок, заполнения каркаса, витражей) и инженерных коммуникаций.

Проектирование 25-этажного здания осуществлялось в соответствии с требованиями норм Республики Казахстан СНиП РК 2.03-04-2006 «Строительство в сейсмических районах» и «Технических условий на проектирование многоэтажного жилого комплекса» (от 1 декабря 2004 года).

Расчетные и конструктивные требования к обеспечению антисейсмической надежности рассматриваемого здания, приведенные в ТУ, были составлены с учетом его повышенной этажности и особенностей формы в плане.

В соответствии с положениями технических условий:

- а) расчет здания был выполнен с учетом пространственного характера сейсмических воздействий;
- б) с целью уменьшения повреждений ненесущих элементов (перегородок, ограждающих стен и т.п.) были ограничены величины расчетных перекосов этажей, вызываемые действием расчетных сейсмических нагрузок на здание;
- в) подбор геометрических размеров вертикальных несущих элементов здания (толщин стен и поперечных сечений колонн) осуществлялся из условия непревышения предельно допустимого процента их продольного армирования (4%);
- г) минимальный процент продольного армирования колонн, вне зависимости от результатов расчета, был ограничен величиной 1,0%;

д) длина анкеровки и перепуска стержней, стыкуемых внахлестку без сварки, была увеличена на 25%, по сравнению с требованиями СНиП 2.03.01-84 «Железобетонные конструкции»;

е) хомуты пространственных каркасов, устанавливаемые в периферийных зонах зон стен, располагались:

– от уровня обреза фундамента до уровня примерно 1/3 высоты здания – с шагом не более 150 мм;

– далее – с шагом не более 250 мм.

ж) в периферийных зонах стен, примыкающих к горизонтальным технологическим швам сверху и снизу, шаг хомутов не превышал 100 мм;

з) вертикальные стержни арматурных каркасов периферийных зон стен (по крайней мере, через один) располагались в местах перегиба хомутов, а эти перегибы – на расстоянии не более 200 мм.

Из краткого перечня конструктивных и расчетных требований ТУ видно, что эти требования существенно дополняют нормативные положения и способствуют повышению способности рассматриваемого здания сопротивляться сейсмическим воздействиям.

Нагрузками на объект испытания В выполненных экспериментальных исследованиях будут динамические нагрузки, созданные с помощью вибромашины инерционного действия типа В-3.

Вибромашины типа В-3 являются одними из наиболее мощных в мире. Они позволяют развивать на валу возмущающую силу величиной до 1500-3000 кН.

С использованием вибромашин типа В-3 в Республике Казахстан и других странах СНГ были испытаны десятки натуральных объектов. Полученные при этих испытаниях результаты неоднократно подтверждались анализом последствий сильных землетрясений.

Комплект силового оборудования для вибрационных испытаний здания включал в себя:

- двигатель постоянного тока мощностью 200 кВт;

- шесть двухвальных вибраторов с горизонтальными осями вращения рычагов-дебалансов;

- доборные грузы-дебалансы, навешиваемые при необходимости на рычаги вибраторов;

- пульт управления, позволяющий плавно регулировать частоту вращения вала двигателя.

При испытаниях двигатель и вибраторы были жестко закреплены к горизонтальной стальной раме, расположенной в уровне перекрытия над техническим этажом здания. Стальная рама, в свою очередь, была жестко закреплена к этому перекрытию.

принятая схема установки вибромашины позволяла возбуждать колебания здания в предполагаемом направлении одной из его главных ортогональных осей инерции.

Вибрационные испытания здания включали в себя три основных этапа, каждый этап испытаний заключался в двукратном плавном прохождении через

резонансы, соответствующие разным тонам колебаний здания: вначале – путем увеличения частоты вращения дебалансов («прямой резонанс»), а затем – уменьшения частоты вращения дебалансов («обратный резонанс»).

При проведении вибрационных испытаний выполнялись: регистрация колебаний и предварительная обработка данных, визуальное обследование конструкций. Регистрация инструментальных данных осуществлялись с помощью специального программно-аппаратного комплекса, разработанного по техническому заданию специалистов института КазНИИСА.

Аппаратная часть комплекса состоит из блока ввода аналоговых сигналов с устройством для аналого-цифрового преобразования, к которому подключается блок регистрации и обработки сигналов на базе ПЭВМ.

Для выявления на записях колебаний моментов времени, характеризующих наступление резонансов, на один из каналов аналого-цифровой системы со специального импульсного датчика, установленного на вибромашине, выводились метки. Метки показывали горизонтальные положения рычагов-дебалансов на каждом цикле колебаний объекта (положения во времени максимумов горизонтальных возмущающих сил на каждом цикле колебаний).

Принятая схема расстановки датчиков позволяла фиксировать:

- пространственные формы колебаний здания;
- деформации междуэтажных перекрытий, обусловленные их податливостью;
- горизонтальные и вертикальные деформации основания здания;
- перекосы этажей.

Начальные динамические параметры исследуемого здания были установлены на основании изучения инструментальных записей его микросейсмических колебаний.

## Результаты

Анализ записей показал, что при микросейсмических воздействиях периоды колебаний экспериментального объекта по первой форме в направлении оси Y составляли – 1,03 сек.

Образцы записей колебаний здания, зарегистрированные некоторыми датчиками на этапе вибрационных испытаний IV-1 в уровне перекрытия над техническим этажом, показаны на рис. 1.1 и 1.2.

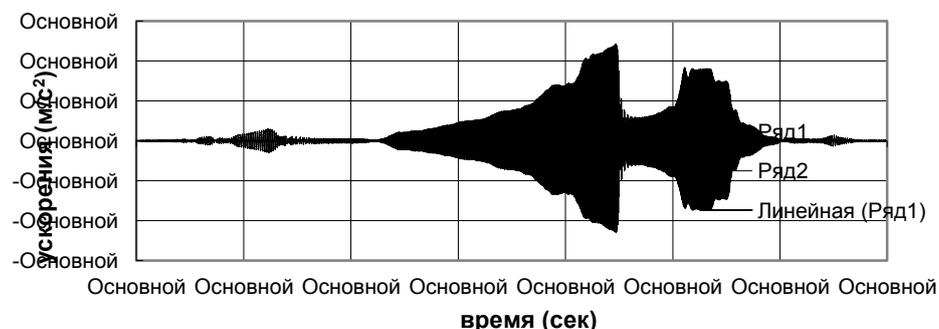


Рис. 1.1



Рис. 1.2

На рис. 1.1 и 1.2 показаны зоны прохождения через первый и второй резонансы, соответствующие первой и второй колебания здания в направлении оси Y. Значения периодов колебаний здания по 1-й и 2-й формам приведены в таблице 1.

Таблица 1

Номер формы колебаний	Периоды колебаний (сек) здания на этапах испытаний			
	I	II	III	IV
1	1,03	1,09	1,14	1,18
2	0,28	0,31	0,33	0,36

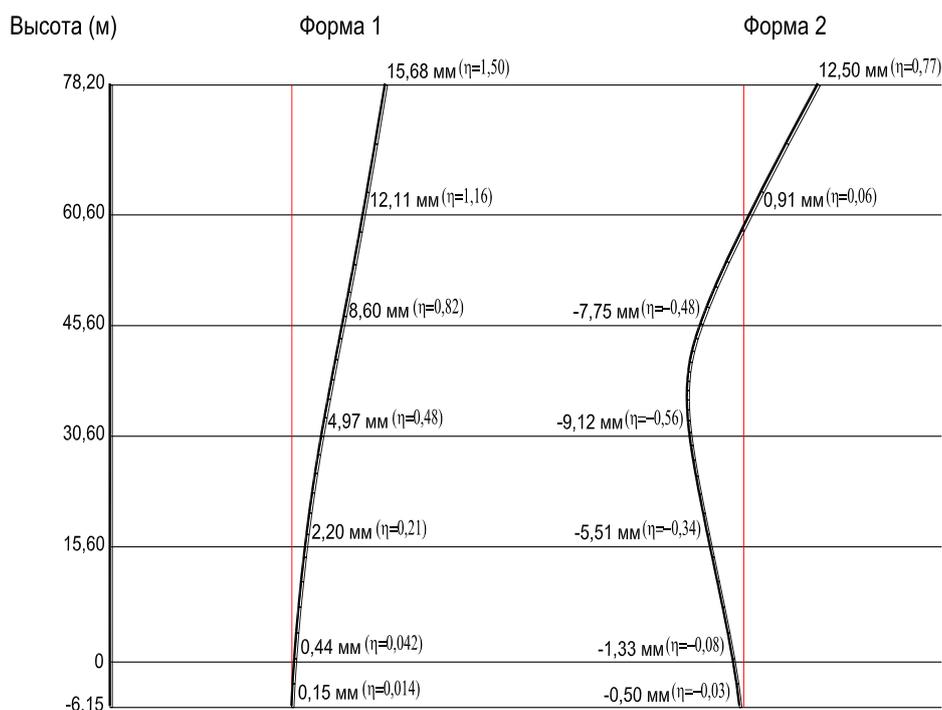
Образцы траекторий движения междуэтажного перекрытия здания над техническим этажом на этапе испытаний IV-3 показаны на схеме. Траектории движения междуэтажных перекрытий были построены для центра перекрытия.

Поступательные колебания здания сопровождались поворотами междуэтажных перекрытий в плане. Поэтому максимальные ускорения и перемещения, зарегистрированные на краевом участке перекрытия над техническим этажом, были несколько больше, чем в центре перекрытия.

Значения логарифмических декрементов колебаний  $\delta$  и коэффициентов затухания  $\xi$ , вычисленные на основании анализа инструментальных записей колебаний здания при максимальных вибрационных воздействиях.

При проведении вибрационных испытаний режимы прохождения через резонансы испытываемых объектов, как правило, носят нестационарный характер, и регистрируемые максимальные значения амплитуд колебаний не достигают значений стационарных амплитуд. В наибольшей степени влияние нестационарности проявляется при вибрационных испытаниях длиннопериодных объектов с малым затуханием.

Учитывая сказанное, величины логарифмических декрементов колебаний  $\delta$  и коэффициентов затухания  $\xi$  следует рассматривать как несколько завышенные по сравнению с действительными величинами. В наибольшей степени сказанное относится к характеристике диссипативных свойств здания при его колебаниях по первой форме и наименьшей – по третьей форме.



Податливость междуэтажных перекрытий незначительно сказывалась на характере деформирования здания. Горизонтальные деформации междуэтажных перекрытий здания, обусловленные их податливостью, составляли не более 2-3% от перемещений этих перекрытий.

Податливость основания также оказывала малое влияние на характер деформирования экспериментального объекта.

Перемещения здания в уровне перекрытия над 29 этажом, вызванные податливостью основания на сдвиг, составляли:

- при колебаниях по первой форме – не более 1%;
- при колебаниях по второй форме – 3...4%.

Перемещения здания в уровне перекрытия над 29 этажом, вызванные податливостью основания на поворот, составляли:

- при колебаниях по первой форме – не более 8-9%;
- при колебаниях по второй форме – 18-20%.

Суммарный вклад податливости основания в перемещения верха здания не превышал:

- при колебаниях по первой форме – не более 9...10 %;
- при колебаниях по второй форме – не более 21...24%.

Сопоставление расчетных и экспериментальных значений периодов колебаний экспериментального объекта дано в табл. 2.

Таблица 2

Формы колебаний здания	Значения периодов колебаний здания (сек)	
	экспериментальные	расчетные
Первая в направлении оси Y	1,03/1,18	1,55
Вторая в направлении оси Y	0,28/0,36	0,34

Экспериментальные значения периодов колебаний, приведенные в числителе, соответствуют начальным этапам испытаний, а в знаменателе – заключительному этапу испытаний.

Из данных табл. 2 можно сделать следующие выводы.

1. Экспериментальные значения периодов колебаний здания по первой форме при микросейсмических воздействиях отличались от расчетных значений в 1,5 раза, а по второй форме – в 1,2.

Указанные различия в значениях расчетных и экспериментальных периодов колебаний здания объясняются следующими причинами:

–к моменту испытаний масса сооружения была примерно на 10-15 % меньше, чем принятая в расчете;

–расчетная схема здания стеновой конструктивной системы традиционно не учитывала жесткость несущих ограждающих стен и перегородок;

–в расчетной модели здания могла быть несколько завышена податливость основания;

–антисейсмические швы между рассматриваемым зданием и примыкающими к нему в уровнях подземных этажей гаражами на некоторых участках были заполнены бетоном.

2. Резонансные периоды колебаний здания зависели от уровня действовавших на него нагрузок. Значения резонансных периодов колебаний здания на заключительных этапах испытаний превышали значения начальных периодов:

–при колебаниях здания по первой форме на 15%;

–при колебаниях здания по второй форме на 29%.

Изменение резонансных периодов колебаний здания по мере увеличения интенсивности внешних вибрационных воздействий может быть объяснено нелинейной работой несущих конструкций и основания.

### **Обсуждение**

Анализ результатов вибрационных испытаний позволяет сделать следующие основные выводы.

1. Полученные экспериментальные данные подтверждают правомерность принятой расчетной модели здания.

Выявленные различия в расчетных и экспериментальных значениях периодов колебаний объясняется причинами, перечисленными в разделе 5 настоящего отчета.

2. Испытанный объект относится к длиннопериодным системам с довольно низкой способностью к рассеиванию энергии колебаний.

При определении расчетных сейсмических нагрузок на объекты подобного типа значения логарифмических декрементов колебаний рекомендуется принимать в пределах 0,12...0,18 ( $\xi=2...3\%$ ).

3. Максимальные горизонтальные инерционные силы, действовавшие на экспериментальный объект:

–при колебаниях объекта по первой форме – соответствовали расчетным сейсмическим нагрузкам интенсивностью 6 баллов;

–при колебаниях объекта по второй форме – составляли примерно 90% от расчетных сейсмических нагрузок интенсивностью 9 баллов.

4. Длительность колебаний здания при каждом этапе вибрационных испытаний составляла 400-500 сек, что в 5...6 раз превышает длительность колебаний зданий при реальном сильном землетрясении.

Общее количество циклов колебаний здания только на последних трех этапах испытаний (наиболее интенсивных) превысило две тысячи.

5. После десяти этапов вибрационных испытаний в несущих конструкциях здания каких-либо значимых повреждений или трещин не отмечено.

В отдельных ненесущих конструкциях (перегородках) и в местах их примыкания к смежным конструкциям визуально отмечено образование трещин.

6. Фактическое состояние здания после вибрационных испытаний полностью согласовывается с состоянием, предусмотренным научно-методическими основами действующих норм «Строительство в сейсмических районах».

Каких-либо данных, свидетельствующих о недостаточной сейсмостойкости 25-этажного здания, в процессе вибродинамических испытаний не получено.

#### *Литература:*

1. СНиП РК 2.03-30-2006. *Строительство в сейсмических районах*. – Алматы, 2004. – 80 с.
2. Поляков С.В. *Сейсмостойкие конструкции зданий*. – М.: Стройиздат, 1993. – 304 с.
3. Жунусов Т.Ж. *Сейсмостойкое строительство зданий*. – Алма-Ата, 2002.
4. СНиП РК 2.03-30-2006.
5. Ицков И.Е., Михайлова Н.Н. *Нормирование сейсмических нагрузок, определяемых в предположении упругого деформирования конструкций зданий и сооружений// Экспресс-информация ВНИИТПИ. Серия «Сейсмостойкое строительство»*. – 1996. – Вып. 5. – С. 36-42.
6. *Результаты отчета по испытания конструкции на сейсмостойкость экспериментальным методом*. – Алматы: АО «КазНИИИСА», 2017. – С. 26-29.
7. Ицков И.Е. *О графиках коэффициентов динамичности в нормах Республики Казахстан// Тр. КазНИИИСА*. – Вып. 21 (31). – 2006. – С. 46-65.
8. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Second Edition (2015), SI Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials*. – 1092 p.
9. *AASHTO (2014) "Guide specification for seismic isolation design", American Association of State Highway and Transport Officials, Washington DC*.
10. *CALTRANS. Seismic Design Criteria. Version 1.3, California, 2018. 108p.*
11. *Earthquake Engineering Reserch Institute (EERI). Loma Prieta earthquake renaissance report. Earthquake Spectra. 2015; 6 (May)A448Special supplement. 2015.*
12. *EUROCODE 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Draft No 6, Version for translation (Stage 49), 2017. – 223 p.*
13. *Хасанов Н.М., Якубов А.О. Theoretical and experimental studies of seismic resistance of underground passages. //«Scopus» ICCATS 2018. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 451 (2018) 012112.*
14. *Оценка эффективности жизненного цикла жилых многоэтажных зданий / О. Н. Дьячкова, А. Ф. Юдина, А. С. Одинцов // Сб. мат. 66-й науч. конф. проф. СПбГАСУ. – Ч. 1. – СПб., 2017.*
15. *Формирование системы параметров оценки эффективности конструктивно-технологических решений жилых многоэтажных зданий / О. Н. Дьячкова, Л. В. Легавина, А. П. Малыгина // Сб. мат. 61-й междунар. науч.-техн. конф. молодых ученых СПбГАСУ. – Ч. 1. – СПб., 2008. – С. 148-152.*

*Берілген мақала сейсмикалық белсенді емес жерлерде салынған ғимараттардан ерекше айырмашылықтары бар, жауапкершілігі жоғары объектілері ретінде Қазақстан Республикасының сейсмикалық аудандарында салынатын ғимараттар туралы зерттеуге арналған.*

**Түйін сөздер:** *сейсмикалық төзімділік, дизайн, сейсмикалық жүктемелерді есептеу, құрылымдардың сейсмикалық төзімділігін эксперименттік зерттеу, діріл машиналары.*

*This article is devoted to the study of high-rise buildings erected in seismic regions of the Republic of Kazakhstan, as objects of increased responsibility, which have specific differences from buildings of small and medium floors.*

**Key words:** *Earthquake resistance, Design, Design seismic loads, Experimental studies of earthquake resistance, Vibrating machines.*