

УДК 69.001.5

## ТАШКЕНТ ШААРЫНДАГЫ МУНИЦИПАЛДЫК КУРУЛУШ УЧУН 3 СЕКТАЛУУ 9 КАБАТТУУ ИРИ ПАНЕЛДУУ ТУРАК-ЖАЙДЫН БИР СЕКЦИЯСЫНЫН ВИБРОДИНАМИКАЛЫК СЫНООЛОРУ

Кулбаев Б.Б.<sup>1</sup>, Шокбаров Э.М.<sup>2</sup>, Омаров Ж.А.<sup>3</sup>, Шаймерденов Т.А.<sup>4</sup>, Лопухов С.А.<sup>5</sup>

<sup>1</sup>«КазНИИСА» АК, Алматы, Казакстан Республикасы, [info@kazniisa.kz](mailto:info@kazniisa.kz)

<sup>2</sup>т.и.к. «КазНИИСА» АК, Алматы, Казакстан Республикасы, [eshokbarov@kazniisa.kz](mailto:eshokbarov@kazniisa.kz)

<sup>3</sup>т.и.к. «КазНИИСА» АК, Алматы, Казакстан Республикасы, [zomarov@kazniisa.kz](mailto:zomarov@kazniisa.kz)

<sup>4</sup>«КазНИИСА» АК, Алматы, Казакстан Республикасы, [timur@kazniisa.kz](mailto:timur@kazniisa.kz)

<sup>5</sup>«КазНИИСА» АК, Алматы, Казакстан Республикасы, [slopukhov@kazniisa.kz](mailto:slopukhov@kazniisa.kz)

*Аннотация: Бул эмгектин автору Ицков Игорь Ефроимович АК "КазНИИСА". Отчет Өзбекстан Республикасынын Ташкент шаарындагы 9 кабаттуу чоң панелдүү турак жайдын вибродинамикалык сыноолорунун жыйынтыктарын көрсөтөт.*

## ВИБРОДИНАМИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ ОДНОЙ СЕКЦИИ 3-Х СЕКЦИОННОГО 9-ТИ ЭТАЖНОГО КРУПНОПАНЕЛЬНОГО ЖИЛОГО ДОМА ДЛЯ МУНИЦИПАЛЬНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В ГОРОДЕ ТАШКЕНТ

Кулбаев Б.Б.<sup>1</sup>, Шокбаров Е.М.<sup>2</sup>, Омаров Ж.А.<sup>3</sup>, Шаймерденов Т.А.<sup>4</sup>, Лопухов С.А.<sup>5</sup>

<sup>1</sup>АО «КазНИИСА», г. Алматы, Республика Казахстан, [info@kazniisa.kz](mailto:info@kazniisa.kz)

<sup>2</sup>к.т.н. АО «КазНИИСА», г. Алматы, Республика Казахстан, [eshokbarov@kazniisa.kz](mailto:eshokbarov@kazniisa.kz)

<sup>3</sup>к.т.н. АО «КазНИИСА», г. Алматы, Республика Казахстан, [zomarov@kazniisa.kz](mailto:zomarov@kazniisa.kz)

<sup>4</sup>АО «КазНИИСА», г. Алматы, Республика Казахстан, [timur@kazniisa.kz](mailto:timur@kazniisa.kz)

<sup>5</sup>АО «КазНИИСА», г. Алматы, Республика Казахстан, [slopukhov@kazniisa.kz](mailto:slopukhov@kazniisa.kz)

*Аннотация: Автор данной работы Ицков Игорь Ефроимович АО «КазНИИСА». В докладе представлены результаты вибродинамических испытаний 9-ти этажного крупнопанельного жилого дома в г. Ташкент Республики Узбекистан.*

## VIBRODYNAMIC TESTS OF ONE SECTION OF A 3-SECTION 9-STORY LARGE-PANE RESIDENTIAL BUILDING FOR MUNICIPAL CONSTRUCTION IN THE CITY OF TASHKENT

Kulbaev B.B.<sup>1</sup>, Shokbarov E.M.<sup>2</sup>, Omarov Zh.A.<sup>3</sup>, Shaimerdenov T.A.<sup>4</sup>, Lopukhov S.A.<sup>5</sup>

<sup>1</sup>KazNIISA JSC, Almaty, Republic of Kazakhstan, [info@kazniisa.kz](mailto:info@kazniisa.kz)

<sup>2</sup>Ph.D. KazNIISA JSC, Almaty, Republic of Kazakhstan, [eshokbarov@kazniisa.kz](mailto:eshokbarov@kazniisa.kz)

<sup>3</sup>Ph.D. KazNIISA JSC, Almaty, Republic of Kazakhstan, [zomarov@kazniisa.kz](mailto:zomarov@kazniisa.kz)

<sup>4</sup>KazNIISA JSC, Almaty, Republic of Kazakhstan, [timur@kazniisa.kz](mailto:timur@kazniisa.kz)

<sup>5</sup>KazNIISA JSC, Almaty, Republic of Kazakhstan, [slopukhov@kazniisa.kz](mailto:slopukhov@kazniisa.kz)

*Annotation: The author of this work Itskov Igor Efroimovich JSC "KazNIISA". The report presents the results of vibrodynamic tests of a 9-storey large-panel residential building in Tashkent, the Republic of Uzbekistan*

Инженерный анализ последствий сильных землетрясений (Джамбульского 1971 г., Буйнакского 1975 г., Газлийского 1984 г., Карпатских 1977 г. и 1986 г., Кайраккумского 1985 г., Спитакского 1988 г. и других) наглядно свидетельствует, что крупнопанельные здания с антисейсмическими мероприятиями обладают высокой сопротивляемостью сейсмическим воздействиям. Высокая антисейсмическая надежность крупнопанельных зданий подтверждается не только анализом последствий землетрясений, но и результатами многочисленных экспериментальных исследований, проведенных специалистами ЦНИИЭПжилища, ЦНИИСК, им. Кучеренко, КазПромстройНИИпроекта (ныне КазНИИСА), ТашЗНИИЭП, Иркутского Института земной коры и других организаций, с помощью мощных взрывов, вибрационных машин и статических нагрузок.

Опытные данные, полученные при вибрационных испытаниях, позволили существенно обогатить представления специалистов об особенностях поведения крупнопанельных зданий при нагрузках типа сейсмических и получить объективную информацию об их способности к пластическому деформированию и о резервах прочности.

Испытания были проведены специалистами лаборатории сейсмостойкости зданий повышенной этажности АО КазНИИСА по договору с ООО «DSK BINOKOR» в 2018 году.

Проект 9-этажного 3-х секционного крупнопанельного жилого дома для муниципального строительства был разработан ООО «КЖ-ПРОЕКТ» (Республика Беларусь) в 2017 году.

Изготовление строительных конструкций крупнопанельного здания осуществлялось заводом «DSK BINOKOR» (Ташкент), входящем в структуру компании СП ООО «BINOKOR TEMIR-BETON SERVIS».

Заказчик строительства – ИК «УЗШАХАР КУРИЛИШ ИНВЕСТ», подрядчик – ООО «ЯНГИ ЗАМОН БИНО».

Привязку проекта здания к местности осуществлял АО «ТАШГИПРОГОР».

Основной целью проведенных испытаний являлась оценка возможности возведения 9-этажных крупнопанельных жилых домов на площадках сейсмичностью 9 баллов в г. Ташкент.

В соответствии с «Отчетом об инженерно-геологических условиях участка проектируемого строительства 9-ти этажного жилого дома в жилом комплексе «Янги-Олмазор» Алмазорского района г. Ташкента»:

–сейсмичность площадки строительства 9-ти этажного жилого дома составляет 9 баллов;

–категория грунтов по сейсмическим свойствам – II (вторая).

Конструктивная схема 9-этажных крупнопанельных зданий – перекрёстно-стенная, с несущими наружными и внутренними стенами. Пространственная жесткость и устойчивость зданий обеспечивалась совместной работой внутренних и наружных панельных стен, междуэтажных перекрытий, и покрытий.

Стыковые соединения панелей стен между собой и с перекрытиями выполнялись с применением петлевых соединений и на сварке арматурных выпусков с их последующим замоноличиванием. В вертикальных полостях между панелями располагалась сквозная вертикальная арматура, устанавливаемая до бетонирования.

Жесткость и прочность дисков перекрытий, выполняемых с применением многопустотных плит безопалубочного формования заводского изготовления, обеспечивалась устройством монолитных армированных участков между многопустотными плитами перекрытий.

Фундаменты 9-этажных трехсекционных зданий были решены в виде монолитных железобетонных плит толщиной 800 мм, разделенных между секциями антисейсмическими швами.

Первый 9-этажный 3-х секционный крупнопанельный жилой дом был возведен в жилом комплексе «Янги-Олмазор» Алмазарского района г. Ташкента. Общий вид этого дома показан на рисунке 1.



*Рисунок 1 – Общий вид трехсекционного 9-этажного крупнопанельного здания*

В качестве объекта испытаний была принята рядовая секция трехсекционного 9-этажного крупнопанельного здания. В этой секции, в отличие от левой и правой

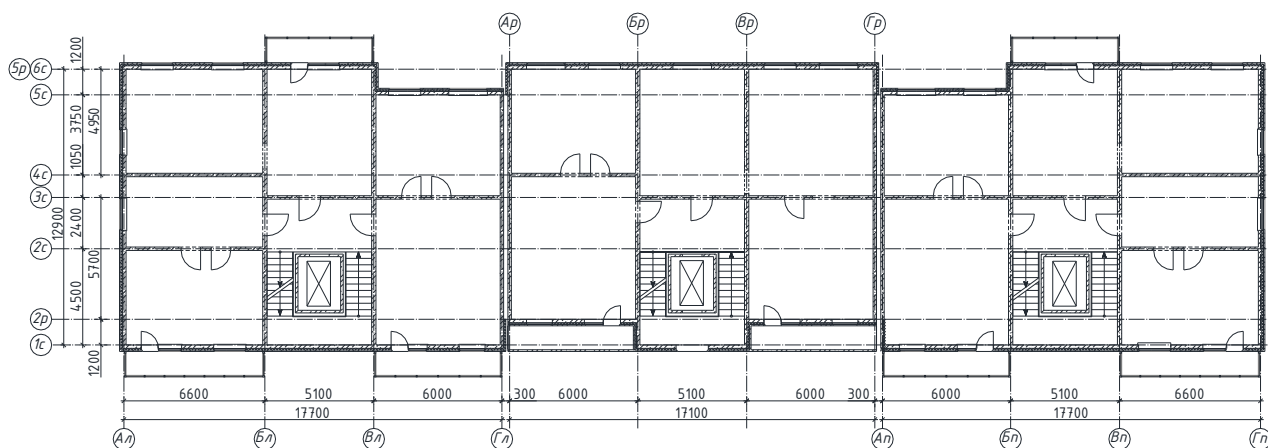
секций, имелась только одна внутренняя продольная стена, ослабленная пятью дверными проемами. Участки внутренней продольной стены, расположенные в осях Ас-Бс и Бс-Гс, имели взаимные смещения осей в плане на 1,05 м.

Размеры в плане рядовой секции 9-этажного крупнопанельного здания составляют 17,1x12,9 м. План типового этажа рядовой секции показан на рисунке 2.

Общая высота 9-этажного крупнопанельного жилого дома от обреза фундамента до верха технического этажа – 33,5 м.

Высоты жилых этажей – 3,1 м (в чистоте – 2,8 м), цокольного этажа – 2,65 м.

Поперечные стены всех секций жилого дома являются непрерывными и сквозными в плане. Шаг поперечных стен в рядовой секции – 6,0+5,1+6,0 м. Расстояния между наружными и внутренними продольными стенами составляют от 4,95 м до 6,9 м.



*Рисунок 2 – План типового этажа левой, рядовой и правой секциях*

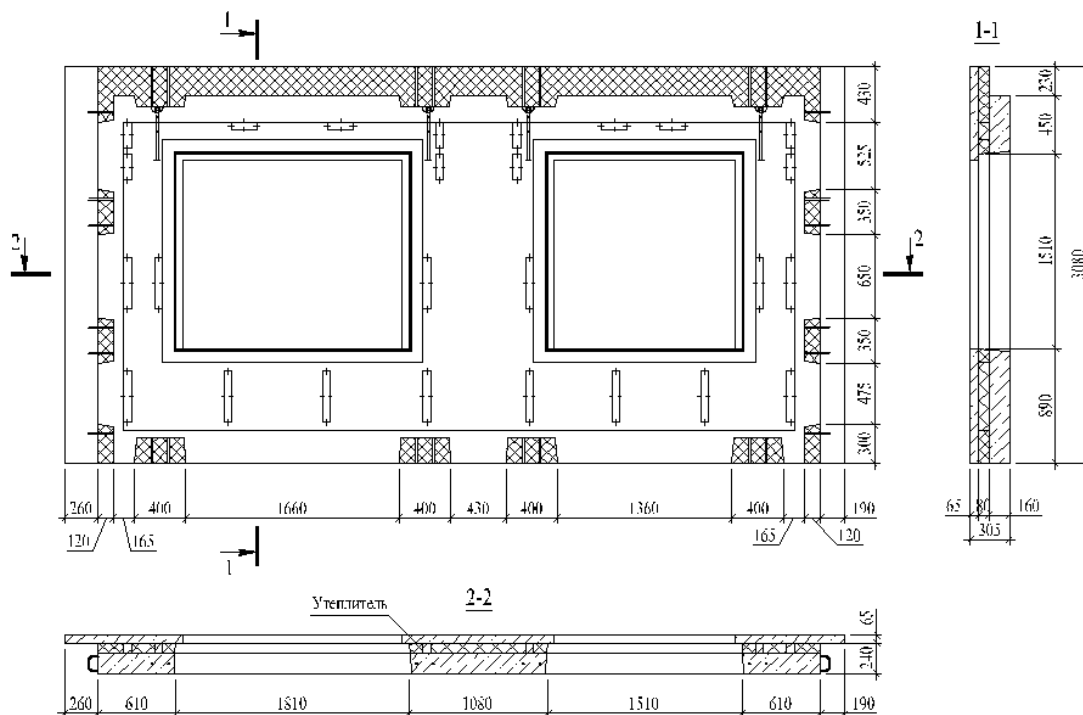
Панели внутренних стен жилого дома – однослойные, изготовленные из тяжелого бетона с проектным классом по прочности на сжатие В25. Толщины внутренних поперечных стен всех секций жилого дома, кроме стен у антисейсмических швов – 200 мм. Толщины поперечных стен у антисейсмических швов и внутренних продольных стен – 160 мм.

Панели наружных продольных стен жилого дома и наружных поперечных стен его левой и правой секций – трехслойные с эффективным утеплителем, общей толщиной 305 мм. Несущие слои панелей наружных стен изготовлены толщиной 160 мм из тяжелого бетона класса В25. Толщины внешних ненесущих слоев панелей – 65 мм.

Несущие и ненесущие слои панелей наружных стен связаны между собой армированными бетонными перемычками.

Все стеновые панели имеют по всему периметру трапециевидные углубления и арматурные выпуски. Горизонтальные арматурные выпуски из стеновых панелей предусмотрены в виде петель, а вертикальные – в виде прямых стержней.

Общий вид стеновой панели показаны на рисунках 3.



**Рисунок 3** – Опалубочные чертежи и схемы армирования панели наружной продольной стены

Перекрытия и покрытия сборные многопустотных плит безопалубочного формования толщиной 220 мм, опирающихся по двум сторонам на поперечные стены. Для обеспечения горизонтальной жёсткости, между многопустотными плитами выполнялись монолитные связевые участки. Данные участки армировались пространственными каркасами, соединенными с антисейсмическими поясами в плоскостях стеновых панелей. Полости между торцами примыкающих многопустотных плит и пустоты в торцовых (опорных) участках плит перекрытий заполнялись бетоном. Общий вид показан на рисунке 4.



*Рисунок 4 – Общие виды перекрытия крупнопанельного жилого дома в процессе устройства монолитных армированных связевых участков*

Горизонтальные соединения между смежными в плане панелями стен выполняются бессварными петлевыми и располагаются в бетонируемых вертикальных полостях между панелями. В этих же полостях располагается сквозная на всю высоту здания вертикальная арматура, устанавливаемая до бетонирования полостей.

Замоноличивание вертикальных полостей между смежными панелями предусмотрено тяжелым бетоном с проектным классом по прочности на сжатие В30.

К моменту испытаний экспериментальный объект включал в себя подвальный этаж и 9 надземных этажей. Отсутствующие нагрузки от конструкций технического этажа и полезные нагрузки частично компенсировались устройством сплошной монолитной плиты в уровне перекрытия над 9-м этажом и весом оборудования для испытаний. По расчетам

Динамические испытания экспериментального объекта проводились с помощью вибромашины типа В-3.

При испытаниях виброблоки были установлены на покрытии стенда таким образом, чтобы равнодействующая возбуждаемых ими сил действовала под углом  $45^\circ$  к главным осям здания в плане. Принятая схема установки вибромашины позволила в определенной степени моделировать пространственный характер сейсмического воздействия на здание и возбуждать одновременные горизонтальные колебания здания в его двух главных ортогональных направлениях.

Вибратор и двигатель жестко крепились при помощи сварки и болтовых соединений к стальной раме, расположенной в уровне покрытия. Общий вид вибромашины на покрытии здания показан на рисунке 5.

Проведенные испытания включали в себя шесть этапов. На каждом этапе испытаний здание совершало колебания с плавно увеличивающимися до задаваемого предела частотами. Количество грузов-дебалансов на рычагах вибромашины увеличивалось от этапа I к этапу VI.



*Рисунок 5 – Общий вид вибромашины В-3*

До начала вибрационных испытаний экспериментального объекта были определены его периоды свободных затухающих колебаний при микросейсмических воздействиях. Эти периоды составили:

- в продольном направлении здания – 0,33 сек;
- в поперечном направлении здания – 0,34 сек.

Логарифмические декременты колебаний объекта при свободных затухающих колебаниях были примерно одинаковыми в обоих направлениях и находились в пределах примерно 0,08-0,10.

Применение вибрационной машины позволило реализовать при испытаниях динамический характер нагружения экспериментального объекта и смоделировать его основные особенности поведения при нагрузках типа сейсмических. В процессе динамических испытаний экспериментальный объект совершал сложные пространственные колебания.

Предварительный анализ инструментальных данных, полученных при максимальных динамических воздействиях, показал следующее.

При колебаниях экспериментального объекта преимущественно по первой форме в продольном направлении на него одновременно действовали инерционные силы, характеризуемые следующими величинами ускорений, зарегистрированными в уровне перекрытия над 9-м этажом:

- по оси 1с – 0,28g; по оси 5с – 0,30g; по оси Ас – 0,18g; по оси Гс – 0,15g.

При колебаниях экспериментального объекта преимущественно по первой форме в поперечном направлении на него одновременно действовали инерционные силы, характеризующиеся следующими величинами ускорений, зарегистрированными в уровне перекрытия над 9-м этажом:

- по оси 1с – 0,20g; по оси 5с – 0,21g; по оси Ас – 0,32g; по оси Гс – 0,31g.

При колебаниях экспериментального объекта по второй форме в поперечном направлении на него одновременно действовали инерционные силы, характеризующиеся следующими величинами ускорений, зарегистрированными в уровне перекрытия над 9-м этажом:

- по оси 1с – 0,45g; по оси 5с – 0,35g; по оси Ас – 0,07g; по оси Гс – 0,08g.

При крутильно-поступательных колебаниях экспериментального объекта максимальные ускорения, зарегистрированные в уровне перекрытия над 9-м этажом, достигали:

- по оси 1с – 0,34g; по оси 5с – 0,44g; по оси Ас – 0,56g; по оси Гс – 0,38g.

Максимальные перемещения, зарегистрированные в уровне перекрытия над 9-м этажом экспериментального объекта, составили:

- в продольном направлении объекта – 20 мм;
- в поперечном направлении объекта – 18,4 мм.

Значительное влияние на поведение объекта при динамических воздействиях и способность системы «здание-грунт» к нелинейному деформированию оказала податливость грунтового основания. В частности:

–не менее 50% указанных выше значений перемещений объекта было обусловлено не деформациями его конструкций, а податливостью грунтового основания на поворот;

–диссипативные свойства системы «здание-грунт» оказались примерно в 1,3...1,4 раза больше, чем предусмотрено нормативными спектрами реакций;

–периоды резонансных поступательных колебаний системы «здание-грунт» при максимальных воздействиях превышали начальные периоды собственных колебаний в 1,5...1,6 раза.

Максимальные горизонтальные нагрузки, действовавших на объект испытаний при его колебаниях по второй форме в продольном направлении на этапе II, указаны в таблице 1



Таблица 1

Номер перекрытия по высоте объекта	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	Всего
Величины нагрузок (тс)	-80,8	-61,5	-21,9	17,6	46,1	74,6	76,1	66,8	39,9	13,3	170,2

Сопоставление величин нагрузок, действовавших на объект испытаний при вибрационных воздействиях, с величинами расчетных сейсмических нагрузок, соответствующих положениям КМК 2.01.03-96 и СНиП II-7-81 по основным тонам в продольном и поперечном направлениях:

– превышали редуцированные расчетные сейсмические нагрузки, определенные по КМК 2.01.03-96 для вычисления усилий в стенах рядовой секции при сейсмичности площадки строительства 9 баллов, не менее чем в 1,2-1,3 раза;

– превышали редуцированные расчетные сейсмические нагрузки, определенные по КМК 2.01.03-96 для вычисления усилий в перемычках рядовой секции при сейсмичности площадки строительства 9 баллов, не менее чем в 1,6-1,7 раза

Периоды свободных затухающих колебаний экспериментального объекта при микросейсмических колебаниях, определенные после завершения его испытаний, составили:

- в продольном направлении здания – 0,36 сек;
- в поперечном направлении здания – 0,37 сек.

Из сопоставления периодов свободных затухающих колебаний объекта до и после испытаний следует, что жесткость системы «объект испытаний-основание» в результате вибрационных испытаний необратимо снизилась:

- в продольном направлении объекта – в 1,25 раза;
- в поперечном направлении объекта – в 1,18 раза.

Можно предположить, что большая часть необратимого снижения жесткости объекта испытаний обусловлена обмятием грунтового основания под его фундаментной плитой и некоторым нарушением совместности ее работы с фундаментными плитами смежных секций здания.

Осмотр конструкций экспериментального объекта, осуществлявшийся в процессе испытаний и после их завершения, не выявил каких-либо значимых повреждений конструкций. Визуально были отмечены:

–волосяные вертикальные трещины между некоторыми стеновыми панелями и примыкающими к ним участками замоноличивания вертикальных полостей между панелями (преимущественно в уровнях 5, 6 и 7 этажей);

– волосяные горизонтальные трещины между некоторыми стеновыми панелями и горизонтальными растворными швами.

## **ВЫВОДЫ**

Анализ результатов вибрационных испытаний девятиэтажного жилого дома позволяет сделать следующие основные выводы.

1. Проведенные испытания позволили смоделировать поведение экспериментального объекта при нагрузках типа сейсмических и получить реалистичную информацию о его способности сопротивляться сейсмическим воздействиям.

2. Сопоставление значений инерционных сил, действовавших на экспериментальный объект на заключительных этапах испытаний, с расчетными сейсмическими нагрузками, определенными в соответствии с положениями КМК 2.01.03-95 исходя из фактических начальных периодов колебаний объекта и его массы в период испытаний, свидетельствуют о следующем:

–горизонтальные инерционные нагрузки, действовавшие на экспериментальный объект по основным поступательным формам его колебаний, были близки к расчетным нагрузкам, соответствующим сейсмичности 9 баллов;

–горизонтальные инерционные нагрузки, действовавшие на экспериментальный объект по второй форме колебаний и при его крутильно-поступательных колебаниях, значительно превышали расчетные нагрузки, соответствующие сейсмичности 9 баллов.

3. В процессе последних двух этапов вибрационных испытаний (наиболее интенсивных) рядовая секция 9-этажного крупнопанельного жилого дома перенесла несколько сот циклов колебаний. При этом какие-либо видимые значимые повреждения в ее конструкциях не выявлены. Это свидетельствует о наличии в крупнопанельном жилом доме существенных резервов прочности по отношению к расчетным нагрузкам.

4. Основываясь на анализе результатов испытаний и расчетов, рассмотренные 9-этажные крупнопанельные жилые дома могут быть рекомендованы для строительства в г. Ташкент на площадках сейсмичностью 9 баллов.

5. Испытанное здание подлежит эксплуатации без какого-либо усиления или восстановления конструкций.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Рекомендации по проектированию крупнопанельных зданий для сейсмических районов. ЦНИИЭПЖилища, 1985 г.*
2. *Рекомендации по расчету и конструированию монолитных и панельных стен жилых зданий для сейсмических районов». ЦНИИЭПЖилища, 1985 г.*
3. *КМК 2.01.03-96 «Строительство в сейсмических районах». Ташкент, 1996 г.*
4. *Рекомендации по расчету крупнопанельных зданий на сейсмические воздействия с учетом развития неупругих деформаций. ТашЗНИИЭП. 1983. 53 с.*
5. **Поляков С.В., Килимник Л.Ш, Жунусов Т.Ж., Ицков И.Е., Никипорец Г.Л.** *Методика анализа результатов вибрационных испытаний зданий и крупномасштабных моделей. Строительная механика и расчет сооружений. №2 1986 г.*
6. **Килимник Л.Ш, Ицков И.Е.** *Развитие спектрального подхода для оценки степени сейсмостойкости зданий. Экспресс-информация «Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство». серия 14. вып. 11. 1985 г. с. 10-14*
7. **Килимник Л.Ш, Ицков И.Е., Никипорец Г.Л.** *Расчетный анализ результатов вибрационных испытаний зданий и крупномасштабных моделей. Экспресс-информация ВНИИИС серия 14 «Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство» 1985 г. вып.5, с.22-27.*
8. **Килимник Л.Ш, Ицков И.Е.** *Оценка степени сейсмостойкости зданий и сооружений по результатам экспериментальных исследований. Научно-технический реферативный сборник «Сейсмостойкое строительство», серия 14, вып. 11, 1979 г., с. 20-24.*
9. *Методические указания по инженерному анализу последствий землетрясений. М, 1980. 78 с.*
10. **Немчинов Ю.И., Фаренюк Г.Г.** *Государственные нормы ДБН В.1.1-12:2014 «Строительство в сейсмических районах Украины» и опыт высотного строительства с учётом рекомендаций европейского кода (Еврокод 8). – Вестник Международной Ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству. – Б.: МАЭСС, 2020. – № 1 (9). – С.29-31.*
11. **Тяпин А.Г., Антонов Н.А.** *Влияние податливости фундаментной плиты на сейсмическую реакцию сооружений. Часть I: Сооружение типа "матрешки". – Вестник Международной Ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству. – Б.: МАЭСС, 2020. – № 1 (9). – С.32-46.*
12. **Тяпин А.Г., Антонов Н.А.** *«Скрытый» параметр программы SASSI и его влияние на сейсмическую реакцию сооружений. – Вестник Международной Ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству. – Б.: МАЭСС, 2020. – № 2 (10). – С.46-54.*
13. **Дуйшеев А.** *Оценка прочности узловых соединений крупнопанельных зданий. – Вестник Международной Ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству. – Б.: МАЭСС, 2021. – № 1 (11). – С. 29-41.*
14. **Немчинов Ю.И., Фаренюк Г.Г.** *Опыт высотного строительства Украины с учётом рекомендаций международных норм. – Вестник Международной Ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству. – Б.: МАЭСС, 2020. – № 1 (9). – С.64-69.*