

УДК 699.841

БЕТОНДУН СЕРПИЛГИЧТИГИНИН ЖАНА ТАШ КЫНООНУН БАШТАПКЫ МОДУЛУНА 0,5 ТӨМӨНДӨӨЧҮ КОЭФФИЦИЕНТТИ ЭСКЕ АЛУУ МЕНЕН СЕЙСМИКАЛЫК ТААСИРДИН ЭСЕПТӨӨЛӨРҮН АТКАРУУ

Сыдыков А.Ж.¹, Дуйшеев А.А.¹, Канболотов К.Т.¹, Токтосунов А.М.²

¹КР Мамкурулушунун Мамлекеттик сейсмотуруктуу курулуш жана инженердик долбоорлоо институту, kniipss@mail.ru.

²Н.Исанов атындагы Кыргыз мамлекеттик курулуш, транспорт жана архитектура университети

Аннотация. Макаланын негизги максаты КР КЧ 20-02:2018 «Жер титирөөгө туруктуу курулуш. Долборлоо ченемдери» талаптарына ылайык имараттардын сейсмикалык таасирине эсептөөлөрдү жүргүзүүдө бетондун жана кыштын ийкемдүүлүктүн баштапкы модулуна 0,5 коэффициентин колдонууну негиздөө.

ВЫПОЛНЕНИЕ РАСЧЕТОВ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ С УЧЕТОМ ПОНИЖАЮЩЕГО КОЭФФИЦИЕНТА 0,5 К НАЧАЛЬНОМУ МОДУЛЮ УПРУГОСТИ БЕТОНА И КАМЕННОЙ КЛАДКИ

Сыдыков А.Ж.¹, Дуйшеев А.А.¹, Канболотов К.Т.¹, Токтосунов А.М.²

¹Государственный институт сейсмостойкого строительства и инженерного проектирования Госстроя КР, kniipss@mail.ru.

²Кыргызский государственный университет строительства, транспорта и архитектуры им. Н.Исанова.

Аннотация. Основной задачей данной работы является обоснование применения коэффициента 0,5 к начальному модулю упругости бетона и каменной кладки при выполнении расчетов на сейсмические воздействия зданий согласно требованиям СН КР 20-02:2018* «Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования».

В 2018 году в Кыргызской Республике введены в действие СН КР 20-02:2018 «Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования». Обновление строительных норм связано с прогрессом научных знаний и в связи с этим приняты новые положения и ограничения в проектировании и строительстве зданий и сооружений с целью повышения их надежности при сейсмических воздействиях. Однако застройщики и проектировщики выражают несогласие по поводу некоторых новых требований, которые, по их мнению, приводит удорожанию строительства или дискомфорту проектирования. Одним из таких требований, вызывающих не согласие проектировщиков, является ограничение горизонтальных перекосов этажей при проектировании многоэтажных зданий рамной и рамно-связевой конструктивных схем и связанный с этим вопрос определение начальных модулей упругости бетона и каменной кладки с понижающим коэффициентом равным 0,5.

Горизонтальные перекосы этажей зданий, введены в нормы для обеспечения безопасности людей и предотвращения разрушений стеновых заполнений, перегородок, витражей и других ненесущих конструктивных и неконструктивных элементов, следует ограничивать. Согласно требованиям п. б) Приложения Е СН КР 20-02:2018*, при определении величин перемещений, принимаемых во внимание при проектировании антисейсмических швов и при проверках соответствия горизонтальных перекосов этажей и эффектов второго рода (Р-Δ эффектов) нормативным ограничениям, учитывается полное сечения элементов конструкций, но начальные модули упругости бетона и каменной кладки умножаются на понижающий коэффициент 0,5.

Основная цель данной работы - это обоснование применения коэффициента 0,5 к начальному модулю упругости бетона и каменной кладки при выполнении расчетов на перекося этажей зданий при сейсмических воздействиях.

В разделе 7.11 СН КР 20-02:2018* величина горизонтальных перекосов этажей здания нормируются в зависимости от материала ненесущих стеновых конструкций. Для пластичных материалов допустимая величина перекосов больше, чем для материалов жестких, а при раздельной работе несущих и ненесущих конструкций допустимая величина перекося наибольшая. Это требование норм введено с целью обеспечения безопасности людей и уменьшения рисков разрушения ненесущих конструкций при сейсмических воздействиях, так как при больших перекосах этажей на ненесущие конструкции могут оказывать воздействие несущие конструкции каркаса вследствие их податливости.

Требования СН КР 20-02:2018* по величине перекося этажей в отдельных случаях не удовлетворяются в расчетах рамных и рамно-связевых системах. Проектные организации предполагают, что причина получающегося в расчетах завышенного значения перекося этажей состоит в том, что коэффициент 0,5 необоснованно занижен, поэтому считают возможным увеличить его нормированную величину.

При этом не учитывают, что для определения перекосов этажей жесткость конструкций вычисляется с учетом полного сечения, а не ослабленного трещиной только его часть. Кроме этого, не указывают также, что по нормам жесткость каркаса вычисляется по начальному модулю упругости материала конструкции. Это наибольшее значение модуля, которые при нелинейной зависимости напряжения деформации, постепенно уменьшается до нуля при достижении напряжения максимального значения. Указанными факторами значительно завышается расчетная жесткость железобетонных и каменных конструкций по сравнению с возможной

фактической жесткостью и этим занижается расчетный перекося этажей зданий от сейсмических воздействий.

Коэффициент 0,5 принимается для понижения начального модуля упругости материала, но фактически учитывает, как характерные особенности сейсмических воздействий, так и деформационные свойства материалов, и конструктивные решения несущих каркасов.

Особенности сейсмических воздействий заключаются в немногочисленном (от нескольких десятков до нескольких сот) знакопеременных повторяющихся колебаний с несколькими пиковыми значениями амплитуд.

Основными деформационными свойствами бетона и каменной кладки являются нелинейный характер зависимости перемещения от усилия до образования трещин, и значительное снижение жесткости после образования трещины. Трещинообразование в растянутой грани железобетона является нормальным, рабочим состоянием. Жесткость сечения по нормам проектирования железобетонных конструкций определяется только для 2-й стадии, напряженно-деформированного состояния, когда деформации в растянутой арматуре не достигают текучести. В 3-й стадии, когда деформации в арматуре достигают текучести, жесткость железобетона по строительным нормам расчетами не определяется.

На схему трещинообразования каркаса влияют знакопеременные повторяющиеся циклы сейсмического воздействия, когда трещины от действия сейсмической силы в одном направлении объединяются с трещинами на противоположной грани колонны от изменения направления сейсмического воздействия на противоположенное, образуя при этом отдельные блоки, скрепленные между собой арматурным каркасом. В этом случае жесткость конструкций теоретически не теоретически контролируема, и не поддается количественной оценке.

Проектировщики рассматривают образования трещин в колоннах от воздействия сейсмической нагрузки только от однократного знакопостоянного воздействия в одном направлении, в то время как сейсмические воздействия имеют циклический знакопеременный характер.

При последующих повторяющихся циклах сейсмического воздействия трещины развиваются, а бетон между трещинами разрушается, каркас здания “расшатывается”. Знакопеременный характер сейсмического воздействия влияет и на центральную зону соединения ригеля с колонной рамных систем, где образуются диагональные сквозные перекрестные трещины. Такое поведение железобетонного каркаса и центральной зоны экспериментально наблюдались в опытах ЦНИИСК и НИИЖБ и других исследованиях.

Указанное трещинообразование конструкций в значительной степени снижает жёсткость, увеличивая взаимный перекос этажей каркаса. Изменение жесткости не может быть учтено расчетом в связи с отсутствием теоретических основ определения жесткости в третьей стадии напряженно-деформационного состояния железобетона и каменных конструкций.

Кроме указанных выше факторов, в виде нелинейной деформации и трещинообразования, влияющих на перекос этажей многоэтажных зданий, имеется еще один фактор значительного влияющий на величину перекоса этажей здания – это недостаточные размеры элементов рамного каркаса, а в рамно-связевых системах – неполноценные размеры вертикальных диафрагм. Размеры диафрагмы должны приблизительно соответствовать размерам железобетонных стержневых консольных конструкций. В зарубежной практике проектирования рамно-связевых систем ширина диафрагм принимается равной шагу колонн или ширине здания. В нашей Республике ширина комбинированных диафрагм в основном составляет около 2-х метров или приблизительно $1/4 - 1/3$ шага колонн, и толщиной равной одной из сторон сечения колонн в плане (40-50 сантиметров). При таких размерах работа диафрагм приближается к работе колонн рамного каркаса, что способствует к увеличению расчетного значения перекоса этажей и горизонтального прогиба здания.

С учетом изложенного выполнен расчет на примере объекта, проектируемого в южной части г. Бишкек. Согласно инженерно-геологическим изысканиям грунты основания площадки строительства имеют следующие основные характеристики:

- площадка строительства расположена в 4-й (четвертой) зоне Ысык-Атинского разлома согласно СН КР 31-02:2018*;
- сейсмичность площадки - 8 баллов согласно СН КР 31-02:2018*;
- основание проектируемого здания - галечниковые грунты;
- тип грунтовых условий согласно табл. 6.1 СН КР 20-02:2018* - ИБ;
- пиковое ускорение площадки строительства $0,367g$.

Здание имеет прямоугольную конфигурацию в плане. Общие осевые размеры здания равны $19,8 \times 44,4$ м. Здание имеет 18 надземных этажей и три подземных этажа. Высота надземных этажей здания: 1-й этаж 5,4 м; 2-й этаж 4,5 м; с 3-го по 18-й этаж по 3,6 м. Высота подземных этажей по 3,6 м. Высота здания от среднего уровня отмотки до низа верхнего покрытия 73,0 м.

Конструктивная схема здания представляет пространственную систему, состоящую из комбинированных вертикальных диафрагм жесткости в двух направлениях. Для вертикальных несущих конструкций, ригелей и перекрытий класс бетона по прочности на сжатие В30.

Схема расположения диафрагм жесткости в плане согласно данным проектировщиков приведена на рис. 1. Как видно из рис. 1, в продольном направлении проектировщиками были применены неполноценные размеры вертикальных диафрагм жесткости и, следовательно, в данном направлении не была обеспечена достаточная горизонтальная жесткость здания.

По результатам расчета и анализа данных были внесены соответствующие изменения в конструктивную схему здания, указанная схема приведена на рис. 2

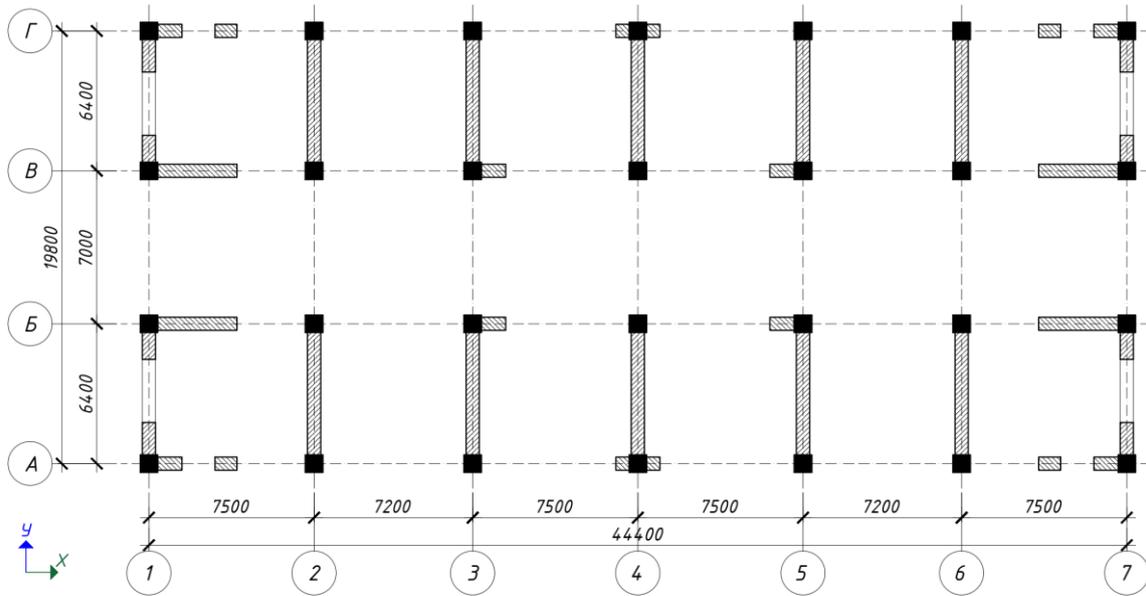


Рис.1. Схема расположения диафрагм жесткости в плане по данным проекта

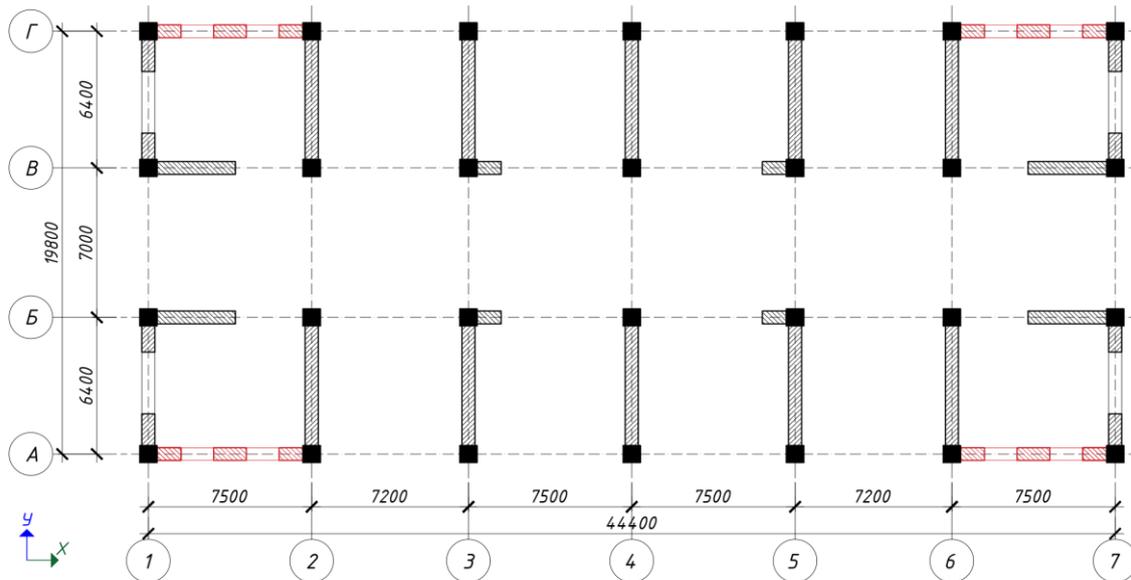


Рис.2. Схема расположения диафрагм жесткости в плане после увеличения жесткости в продольном направлении

При построении линейно-упругих расчетных моделей конструктивных систем здания, жесткость железобетонных конструкций определен в соответствии с положениями Приложения Е СН КР 20-02:2018*.

Основываясь на положениях Приложения Е жесткости железобетонных конструкций приняты:

а) при определении расчетных сейсмических нагрузок и усилий в конструкциях, учитывая полные сечения элементов конструкций и начальные значения модуля упругости бетона, указанные в действующих нормативных документах по проектированию железобетонных конструкций;

б) при определении величин перемещений, принимаемых во внимание при проектировании антисейсмических швов, а также и при проверках соответствия горизонтальных перекосов этажей и эффектов второго рода (Р-Δ эффектов) нормативным ограничениям, учитывая полные сечения элементов конструкций, но принимая начальные модули упругости бетона с понижающим коэффициентом 0,5.

Сравнительные результаты расчета перекосов этажей двух конструктивных здания по горизонтальным направлениям Х и У приведены в таблице 1.

Таблица 1 - Горизонтальные перемещения и перекосы этажей здания

Этаж	Высотные отметки	Высота этажей, м	Конструктивная схема принятая проектировщиком				Конструктивная схема после внесенных изменений				Допустимый перекося $\Delta k = h_k * e / q = h_k * 0.02 / 4$, мм
			Перемещения, мм		Δk перекося, мм		Перемещения, мм		Δk перекося, мм		
			по оси Х	по оси У	по оси Х	по оси У	по оси Х	по оси У	по оси Х	по оси У	
Основание	-11.1	3.9	0.00	0.00	0.43	1.19	0.00	0.00	0.46	1.18	19.5
2 уровень	-7.2		0.43	1.19			0.46	1.18			
1 уровень	-3.6	3.6	1.62	3.64	1.19	2.44	1.55	3.52	1.09	2.34	18.0
1	0	3.6	5.61	7.55	3.99	3.92	4.68	7.20	3.13	3.68	18.0
2	5.4	5.4	25.45	16.92	19.84	9.36	18.97	15.84	14.29	8.64	27.0
3	9.9	4.5	48.90	27.64	23.45	10.72	34.59	25.63	15.62	9.78	22.5
4	13.5	3.6	69.82	38.13	20.92	10.49	48.06	35.15	13.48	9.52	18.0
5	17.1	3.6	92.19	50.13	22.37	12.00	62.50	46.00	14.43	10.85	18.0
6	20.7	3.6	115.56	63.40	23.37	13.27	77.79	57.98	15.29	11.99	18.0
7	24.3	3.6	139.49	77.72	23.93	14.32	93.76	70.92	15.97	12.94	18.0
8	27.9	3.6	163.62	92.87	24.12	15.15	110.24	84.64	16.48	13.72	18.0
9	31.5	3.6	188.04	108.87	24.43	16.00	127.42	99.17	17.18	14.53	18.0
10	35.1	3.6	212.13	125.47	24.08	16.60	144.90	114.31	17.48	15.14	18.0
11	38.7	3.6	235.63	142.49	23.50	17.02	162.48	129.91	17.58	15.60	18.0
12	42.3	3.6	258.34	159.77	22.71	17.28	179.99	145.82	17.50	15.91	18.0
13	45.9	3.6	280.08	177.14	21.74	17.38	197.27	161.91	17.29	16.09	18.0
14	49.5	3.6	300.93	194.55	20.86	17.41	214.46	178.12	17.18	16.21	18.0
15	53.1	3.6	320.49	211.85	19.55	17.29	231.17	194.33	16.71	16.20	18.0
16	56.7	3.6	338.68	228.97	18.19	17.12	247.29	210.45	16.12	16.13	18.0
17	60.3	3.6	355.54	245.88	16.87	16.91	262.77	226.45	15.49	16.00	18.0
18	64.2	3.9	372.50	263.98	16.96	18.10	278.88	243.63	16.11	17.17	19.5
19	68.1	3.9	387.72	281.89	15.22	17.91	293.73	260.63	14.84	17.00	19.5
20	72.3	4.2	399.10	300.89	11.38	18.99	304.89	278.63	11.16	18.01	21.0

В связи с приведенными неучтенными факторами, повышающими деформационные характеристики несущих каркасов из железобетона и каменных конструкций и увеличивающие сейсмический риск, применение понижающего коэффициента 0,5 к начальному модулю упругости бетона и каменной кладки, (при учете полного, не ослабленного трещиной сечения элементов каркаса), в СН КР 20-02:2018* является обоснованным и обязательным. При правильном выборе конструктивной схемы здания требования норм могут быть всегда выполнены, о чем свидетельствует приведенный пример.

При величинах расчетного перекоса зданий, превышающих нормированные, следует руководствоваться примечанием № 1 к п. 7.11 СН КР 20-02:2018* и увеличить горизонтальную жесткость здания путем увеличения размеров сечения колонн и ригелей рамных систем или ширины вертикальных диафрагм рамно-связевых систем.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Brzev S., Begaliev U.T.** (2018) *Practical seismic design and construction manual for retrofitting schools in the Kyrgyz Republic.* Светлана Бржев, Улугбек Бегалиев (2018) [Практическое пособие по проектированию и конструированию сейсмоусиления зданий школ в Кыргызской Республике]
2. *Рекомендации по восстановлению и усилению полносборных зданий полимеррастворами.* ТбилЗНИИЭП Госкомархитектуры. Москва Стройиздат 1990г.
3. **Шокбаров Е.М.** Инженерный анализ последствий землетрясений на территории Республики Казахстан. /Вестник Международной ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству. № 1/2016 (1). Бишкек 2016 г. С. 105-114.
4. **Канболотов К.Т.** Взаимодействия волн напряжений при сейсмических воздействиях с протяженными сооружениями. /Труды международной научной конференции «Рахматулинские чтения». Бишкек 2011 г. С.237-240.
5. **Канболотов К.Т.** Классификация зданий по Европейской макросейсмической шкале (EMS-98). /Научный и информационный журнал «Материаловедение», труды I международной межвузовской научно-практической конференции-конкурса научных докладов студентов и молодых ученых «Инновационные технологии и передовые решения». Бишкек 2013 г. С.276-278.
6. **ASCE/SEI (2014).** *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. ASCE standard ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.* [Стандарт ASCE/SEI 41-13 (2014). Сейсмическая оценка и усиление зданий существующей застройки. Стандарт ASCE/SEI 41-13, Американское общество инженеров-строителей, Рестон, Вирджиния, США]
7. **ATC-40 (1996).** *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40), Volume 1. Applied Technology Council, Redwood City, California, USA.* [Стандарт ATC-40 (1996). Сейсмическая оценка и усиление бетонных строений (ATC-40), Том 1. Совет по прикладным технологиям, Редвуд-Сити, Калифорния, США]
8. **FEMA 273 (1997).** *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 273). Washington D.C., USA.* [FEMA 273 (1997). Руководство по восстановлению строений после землетрясения Национальной программы по снижению уровня сейсмической опасности (FEMA 273), г. Вашингтон, США]

9. FEMA 356 (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)*. Washington D.C., USA. [FEMA 356 (2000). *Предварительный стандарт и пояснения по восстановлению строений после землетрясения (FEMA 356)*, г. Вашингтон, США]

10. **Meslem A.** (2014). *Nonlinear Static Analysis. Indo-Norwegian Training Programme on Nonlinear Modelling and Seismic Response Evaluation of Structures, Indian Institute of Technology Roorkee, India.* [Меслем, А. (2014). *Расчет нелинейным статическим методом. Индийско-норвежская учебная программа по нелинейному моделированию и оценке сейсмических реакций конструкций. Индийский институт технологий, Рурки, Индия*]

11. **Naeim F.** (2001). *The Seismic Design Handbook, 2nd Edition, Kluwer Academic Publisher, USA.* [Наим, Ф. (2001). *Справочник по проектированию сейсмостойких конструкций. 2-е издание, издательство Kluwer Academic Publisher, США*]

12. *Пространственные конструкции зданий и сооружений. Выпуск 11. Межрегиональная общественная организация «Содействие развитию и применению пространственных конструкций в строительстве».* Москва 2008 г.

13. *Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах.* Автор: Мартемьянов А.И.. Москва Стройиздат 1985 г.

14. СН КР 20-02:2018* «Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования», введенные в действие с 01.03.2019 г. приказом Госстроя КР от 31.12.2018г. №32.

15. СН КР 31-02:2018 «Проектирование и застройка территорий города Бишкек и сел, примыкающих к Ысык-Атинскому разлому», введенные в действие с 01.03.2019 г. приказом Госстроя КР от 31.12.2018г. №33.

16. **Дуйшеев А.** Оценка прочности узловых соединений крупнопанельных зданий. – *Вестник Международной Ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству.* – Б.: МАЭСС, 2021. – № 1 (11). – С. 29-41.

17. **Канболотов К.Т.** Анализ поведения малоэтажных зданий, расположенных в зоне влияния Ысык-Атинского активного разлома. – *Вестник Международной Ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству.* – Б.: МАЭСС, 2021. – № 2 (12). – С. 26-40.

18. **Касымов Т.М., Кудайбергенова Н.С.** Экономический анализ технологий производства базальтовых композитов с использованием газового и электрического отоплений. – *Вестник Международной Ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству.* – Б.: МАЭСС, 2021. – № 2 (12). – С. 62-75.

19. **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.

20. **Бегалиев У.Т., Абдыкалыков Д.Б.** Поведение зданий со стенами комплексной конструкции при сильных землетрясениях. – *Вестник Международной Ассоциации экспертов по сейсмостойкому строительству.* – Б.: МАЭСС, 2021. – № 2 (12). – С. 76-88.