



ISSN 2618-9283

# СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

DOI 10.37153/2618-9283

EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY

# 05 2022

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ  
SCIENTIFIC AND TECHNICAL JOURNAL

[www.seismoconstruction.ru](http://www.seismoconstruction.ru)

## **Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений** **Научно-технический журнал**

«Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» – сетевое научно-техническое рецензируемое издание, охватывающее весь спектр вопросов в области проектирования, строительства, эксплуатации объектов в сейсмически опасных районах России и стран СНГ.

**Миссия журнала** – развитие строительной науки в области сейсмостойкого строительства; публикация материалов и результатов фундаментальных исследований и достижений ученых, специалистов в области надежности и безопасности зданий и сооружений.

В журнале публикуются статьи по следующим научным специальностям и соответствующим им отраслям науки:

2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения (технические науки);

2.1.2 – Основания и фундаменты, подземные сооружения (технические науки);

2.8.10 – Охрана труда, промышленная безопасность, безопасность в чрезвычайных ситуациях (недропользование) (на перерегистрации в ВАК);

2.4.9 – Ядерные энергетические установки, топливный цикл, радиационная безопасность (технические науки) (на перерегистрации в ВАК);

1.6.1 – Общая и региональная геология. Геотектоника и геодинамика (геолого-минералогические науки) (на перерегистрации в ВАК);

1.6.7 – Инженерная геология, мерзлотоведение и грунтоведение (геолого-минералогические науки).

**Включен в утвержденный ВАК Минобрнауки России Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук. В действующем Перечне от 28.11.2022 г. под номером 2165.**

**С 24 мая 2021 года журнал входит в Russian Science Citation Index (RSCI). Журнал принимает к публикации: оригинальные статьи, обзоры, дискуссионные материалы, комментарии, рецензии, информационные материалы.**

**ISSN: 2618-9283 (online) DOI: 10.37153/2618-9283**

**Свидетельство о регистрации ЭЛ № ФС 77-72754 от 17.05.2018 года.** Зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор).

**Издатель** – Российская Ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий (РАСС) (<http://raee.su>).

**Учредитель** – А.А. Бубис.

Сайт сетевого издания: <http://seismoconstruction.ru>

**Адрес издательства и редакции:** 109428, город Москва, ул. 2-я Институтская, дом 6, строение 37.

Телефон: 8-499-174-75-82; 8-499-174-70-65. E-mail: [info@raee.su](mailto:info@raee.su)

**Периодичность:** 6 раз в год

**Даты выхода в свет:** февраль, апрель, июнь, сентябрь, ноябрь, декабрь.

## **Earthquake Engineering. Constructions Safety** **Scientific and technical journal**

«Earthquake engineering. Constructions Safety» is a network scientific and technical peer-reviewed publication covering the entire range of issues in the field of design, construction, and operation of facilities in seismically dangerous areas of Russia and the CIS countries.

The mission of the journal is to develop the science of earthquake-resistant construction; to publish materials and results of fundamental research and achievements of scientists in the field of reliability and safety of buildings and structures.

The journal publishes articles on the following scientific specialties and related branches of science:

2.1.1 – Building structures, buildings and structures (technical sciences);

2.1.2 – Foundations, underground structures (technical sciences);

2.8.10 – Labor protection, industrial safety, safety in emergency situations (subsurface use) (on re-registration in the Supreme Attestation Commission (VAK));

2.4.9 – Nuclear power plants, fuel cycle, radiation safety (technical sciences) the (on re-registration in the Supreme Attestation Commission (VAK));

1.6.1 – General and regional geology. Geotectonics and geodynamics science (geological and mineralogical sciences) (on re-registration in the Supreme Attestation Commission (VAK));

1.6.7 – Engineering geology, permafrost and soil science (geological and mineralogical sciences).

**Included in the List of peer-reviewed scientific publications, where must be published basic scientific results of dissertations on competition of a scientific degree of candidate of Sciences, on competition of a scientific degree of the doctor of Sciences, approved by Supreme Attestation Commission (VAK) of the Ministry of education and science.**

**In the current List of 28.11.2022 listed under the 2165 position.**

**Since May 24, 2021 included in the Russian Science Citation Index (RSCI).**

The journal accepts for publication: original articles, reviews, discussion materials, comments, reviews, informational materials.

**ISSN:** 2618-9283 (online) **DOI:** 10.37153/2618-9283

Certificate of registration EL № FS 77-72754 dated 17.05.2018. Registered by the Federal service for supervision of communications, information technologies and mass communications (Roskomnadzor).

**Publisher:** Russian Association for earthquake-resistant construction and protection from natural and manmade hazards (RAEE) (<http://raee.su>).

**The Founder:** A. A. Bubis.

Website of the online publication: <http://seismoconstruction.ru>

Address of the publishing house and editorial office: 109428, Moscow, ul. 2-ya Institut'skaya, house 6, building 37. Phone: 8-499-174-75-82; 8-499-174-70-65. E-mail: [info@raee.su](mailto:info@raee.su)

**Frequency:** 6 times a year. **Release dates:** February, April, June, September, November, December.

***Главный редактор***

**Ведяков И.И.**, доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

***Заместитель главного редактора***

**Бубис А.А.** (Москва, Российская Федерация)

***Ответственный секретарь редколлегии***

**Смирнова Л.Н.**, кандидат технических наук (Москва, Российская Федерация)

***Редакционная коллегия***

**Акулов Н.И.**, доктор геолого-минералогических наук (Иркутск, Российская Федерация)

**Алешин А.С.**, доктор физико-математических наук (Москва, Российская Федерация)

**Белаш Т.А.**, доктор технических наук, профессор (Санкт-Петербург, Российская Федерация)

**Вада Акира**, доктор, профессор (Токио, Япония)

**Вознесенский Е.А.**, доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

**Гусев Б.В.**, доктор технических наук, профессор, член-корреспондент РАН (Москва, Российская Федерация)

**Захаров В.С.**, доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

**Ильичев В.А.**, доктор технических наук, профессор, Академик РААСН (Москва, Российская Федерация)

**Клементе Паоло**, доктор, профессор (Рим, Италия)

**Кривцов Ю.В.**, доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

**Лалин В.А.**, кандидат технических наук, профессор (Алматы, Республика Казахстан)

**Немчинов Ю.И.**, доктор технических наук, профессор (Киев, Республика Украина)

**Норузинежад Фарсанги Исан**, доктор, профессор (Керман, Иран)

**Павленко О.В.**, доктор физико-математических наук, (Москва, Российская Федерация)

**Римшин В.И.**, доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

**Семенов В.А.**, доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

**Тонких Г.П.**, доктор технических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

**Уздин А.М.**, доктор технических наук, профессор (Санкт-Петербург, Российская Федерация)

**Хакимов Ш.А.**, кандидат технических наук, профессор (Ташкент, Республика Узбекистан)

**Хачиян Э.Е.**, доктор технических наук, профессор (Ереван, Республика Армения)

**Чеверев В.Г.**, доктор геолого-минералогических наук, профессор (Москва, Российская Федерация)

**Чимелларо Жан Паоло**, адъюнкт-профессор (Турин, Италия)

**Эмри И.**, доктор, профессор (Любляна, Республика Словения)

## **«EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY»**

### ***Editor-in-Chief***

**Vedyakov I.I.**, DSc, Professor, (Moscow, Russian Federation)

### ***Deputy editor-in-Chief***

**Bubis A.A.**, (Moscow, Russian Federation)

### ***Executive Secretary***

**Smirnova L.N.**, PhD (Moscow, Russian Federation)

### ***Editorial board***

**Akulov N.I.**, DSc in Geology, Professor (Irkutsk, Russian Federation)

**Aleshin A.S.**, DSc in Mathematics and Physics, Professor (Moscow, Russian Federation)

**Belash T.A.**, DSc, Professor (Saint-Petersburg, Russian Federation)

**Wada Akira**, PhD, Professor Emeritus (Tokyo, Japan)

**Voznesenskii E.A.**, DSc in Geology, Professor  
(Moscow, Russian Federation)

**Gusev B.V.**, DSc, Professor, Corresponding Member of the Russian Academy of Sciences (Moscow, Russian Federation)

**Zakharov V.S.**, DSc in Geology, Professor (Moscow, Russian Federation)

**Il'ichev V.A.**, DSc, Professor, Academician of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (Moscow, Russian Federation)

**Clemente Paolo**, PhD, Professor (Rome, Italy)

**Krivtsov Yu.V.**, DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

**Lapin V.A.**, PhD, Professor (Almaty, Republic of Kazakhstan)

**Nemchinov Yu.I.**, DSc, Professor (Kiev, Ukraine)

**Noroozinejad Farsangi Ehsan**, PhD of Civil Engineering, Professor (Kerman, Iran)

**Pavlenko O.V.**, DSc in Mathematics and Physics  
(Moscow, Russian Federation)

**Rimshin V.I.**, DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

**Semenov V.A.**, DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

**Tonkikh G.P.**, DSc, Professor (Moscow, Russian Federation)

**Uzdin A.M.**, DSc, Professor (Saint-Petersburg, Russian Federation)

**Khakimov Sh.**, PhD, Professor (Tashkent, Republic of Uzbekistan)

**Khachiyani E.E.**, DSc, Professor (Yerevan, Republic of Armenia)

**Cheverev V.G.**, DSc in Geology, Professor (Moscow, Russian Federation)

**Cimellaro Gian Paolo**, Associate Professor (Turin, Italy)

**Emri Igor**, PhD, Professor (Ljubljana, Republic of Slovenia)



## СОДЕРЖАНИЕ

№ 5 – 2022

### **Юбилей**

Поздравляем Ш.А. Хакимова 8

### **Теоретические и экспериментальные исследования**

**Шермухамедов У.З., Мирзаев И., Каримова А.Б.**  
Влияние резинометаллических опорных частей на колебания  
неразрезных железобетонных мостов и путепроводов 9

**Белаш Т.А., Смирнова Л.Н., Бубис А.А., Ставницер Л.Р.**  
Использование принципа сейсмоизоляции в конструкциях  
сейсмозащиты зданий на многолетнемёрзлых грунтах 23

**Тихонов И.Н., Крылов С.Б., Звездов А.И., Смирнова Л.Н.,  
Тихонов Г.И., Гончаров Е.Е.**  
Оценка сейсмостойкости зданий из железобетона на стадии  
проектирования 31

**Гизятуллин И.Р., Бубис А.А., Смирнова Л.Н., Ставницер Л.Р.**  
Опыт динамического мониторинга сейсмоизолированного  
здания морского вокзала, расположенного в г. Петропавловске-  
Камчатском 47

### **Есть мнение**

**Алешин А.С.** 67  
Об определении частотных характеристик грунтового массива

Фото на обложке номера из открытых источников. Корабли после шторма на Байкале

## CONTENTS

### № 5 – 2022

#### ***Anniversaries***

Congratulate Shamil A. Khakimov 8

#### ***Theoretical and experimental studies***

**U.Z. Shermukhamedov, I. Mirzaev, A.B. Karimova**  
Influence of rubber-metal bearings on vibrations of continuous reinforced concrete bridges and overpasses 9

**T.A. Belash, A.A. Bubis, L.N. Smirnova, L.R. Stavnitser**  
The use of the principle of seismic isolation in the structures of seismic protection of buildings on permafrost soils 23

**I.N. Tikhonov, S.B. Krylov, A.I. Zvezdov, L.N. Smirnova, G.I. Tikhonov, Ye.Ye. Goncharov**  
Assessment of earthquake resistance of reinforced concrete buildings at the design stage 31

**I.R. Giziatullin, A.A. Bubis, L.N. Smirnova, L.R. Stavnitser**  
Experience of dynamic monitoring of a base isolated building of a marine station located in Petropavlovsk-Kamchatsky city 47

#### ***Viewpoints***

**A.S. Aleshin**  
On determination of the soil massif frequency characteristics 67

Photo on the cover of the issue – from the open sources. Ships after a storm on Lake Baikal





**29 ноября 1937 года родился Хакимов Шамиль Абдуллаевич, кандидат технических наук, известный ученый и практик в области сейсмостойкого строительства СССР и Республики Узбекистан!**

**Дорогой, уважаемый Шамиль Абдуллаевич!  
Примите наши искренние поздравления с 85-летием!**

Вы известны не только на своей родине, в Республике Узбекистан, но и далеко за ее пределами. Активный участник многих всемирных, европейских и республиканских конференций, симпозиумов и семинаров (более 50) в области инженерной сейсмологии и сейсмостойкого строительства, на которых Вы достойно представляли Узбекистан и щедро делились своими практическими и теоретическими научными достижениями.

Выпускник аспирантуры НИИЖБ Госстроя СССР лаборатории №1 «Теория бетона и железобетона», возглавляемой тогда всемирно известным ученым, Героем социалистического труда профессором А.А. Гвоздевым, ученик профессора С.А. Дмитриева, свою дальнейшую инженерную и научную деятельность Вы связали с экспериментально-теоретическими исследованиями в области теории и практики сейсмостойкого строительства. В своей практической творческой деятельности Вам, уважаемый Шамиль Абдуллаевич, довелось сотрудничать с учеными с мировым именем из Узбекистана, России, Казахстана, Киргизии, Армении, Таджикистана, Германии, Турции, Индии, Японии и других стран.

Вся Ваша творческая и практическая деятельность посвящена становлению и развитию науки и практики сейсмостойкого строительства в родном Узбекистане. Свидетельство этому – многочисленные научные труды, которые реализованы в виде нормативных документов, рекомендаций, пособий, а также при возведении новых конструктивных систем с использованием современных технологий, антисейсмическом усилении массовых и уникальных зданий в городах Узбекистана.

За значительный вклад в мировую науку имя, краткая биография и перечень трудов, а также информация об институте, в котором Вы трудитесь долгие годы, занесены в Международную всемирную энциклопедию «Сейсмостойкое строительство и инженерная сейсмология» (2003). За большие научные заслуги Вы были избраны действительным членом (академиком) Международной инженерной академии (2011)!

Ваши научные труды опубликованы в более чем 25 странах мира. В публикациях ученых отдельных стран Вас заслуженно считают ключевым специалистом, ученым Центральной Азии в области оценки сейсмического риска и разработке мер по его снижению. Как участник конкурсов на соискание премий Ага-Хана и Сасакавы и многих международных проектов по устойчивому развитию государств в условиях катастрофических землетрясений Вы неоднократно награждались дипломами и сертификатами.

Желаем Вам, глубокоуважаемый Шамиль Абдуллаевич, творческого долголетия, успешной работы, направленной на снижение последствий землетрясений не только в Узбекистане, но и в других странах СНГ и всего мира! Крепкого здоровья, счастливых и радостных долгих лет жизни, дальнейших успехов в творчестве, душевного тепла друзей, любви и понимания родных и близких! Пусть продолжатся все Ваши успешные начинания, воплотится в жизнь все задуманное!

С глубоким почтением к Вам,  
Президент РАСС  
Вице-президент РАСС  
Редколлегия журнала  
«Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений»

И.И. Ведяков  
А.А. Бубис

УДК 624.21.016.7

DOI [10.37153/2618-9283-2022-5-9-22](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-9-22)

### **Теоретические и экспериментальные исследования**

#### **Влияние резинометаллических опорных частей на колебания неразрезных железобетонных мостов и путепроводов**

**Шермухамедов У.З.<sup>1</sup>, Мирзаев И.<sup>2</sup>, Каримова А.Б.<sup>3</sup>**

<sup>1,2,3</sup> Ташкентский государственный транспортный университет.  
Ташкент, Республика Узбекистан

**Аннотация:** В статье исследовано влияние типа резинометаллических опорных частей на колебания неразрезных железобетонных мостов на основе расчетов по реальным записям землетрясений. Для решения задач используются методы конечных элементов и конечных разностей. Представлены результаты расчета нормальных максимальных напряжений, а также продольных и вертикальных перемещений монолитного путепровода от динамической нагрузки, по записям двух реальных сейсмограмм. Проведенные расчеты показывают, что пролетное строение и опоры путепровода имеют достаточный запас прочности для сильных и очень сильных землетрясений по МСК-64. Для обеспечения гарантированной сейсмической безопасности мостовых сооружений требуется проведение проектных расчетов по наборам записей произошедших землетрясений, близких по доминирующим частотам к характеристикам площадки строительства.

**Ключевые слова:** мосты и путепроводы, сейсмические воздействия, записи реальных землетрясений, сейсмограмма, опорная часть

**Для цитирования:** Шермухамедов У.З., Мирзаев И., Каримова А.Б. Влияние резинометаллических опорных частей на колебания неразрезных железобетонных мостов и путепроводов // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2022. №5. С. 9–22. DOI: [10.37153/2618-9283-2022-5-9-22](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-9-22)

**Благодарность:** Работа выполнена при финансовой поддержке Фонда по поддержке сферы сейсмологии, обеспечения сейсмостойкости сооружений и сейсмической безопасности при Кабинете Министров Республики Узбекистан на 2022–2023 гг. по гранту №28/2022 «Создание комплекса программ расчета железнодорожных мостов с учетом нелинейного взаимодействия их элементов при реальных сейсмических воздействиях».

### **Theoretical and experimental studies**

#### **Influence of rubber-metal bearings on vibrations of continuous reinforced concrete bridges and overpasses**

**Shermukhamedov U.Z.<sup>1</sup>, Mirzaev I.<sup>2</sup>, Karimova A.B.<sup>3</sup>**

<sup>1,2,3</sup> Tashkent State Transport University. Tashkent, Republic of Uzbekistan

@ Шермухамедов У.З., Мирзаев И., Каримова А.Б., 2022

**Abstract:** The effect of the type of rubber-metal bearings on the vibrations of continuous reinforced concrete bridges was calculated based on real earthquake records. To solve problems, the finite element method and finite difference method were used. The results of the calculation of normal maximum stresses, and longitudinal and vertical displacements of a monolithic overpass under dynamic load, based on the records of two real seismograms, are presented. The calculations performed, show that the span structure and supports of the overpass have a sufficient margin of safety in the event of strong and very strong earthquakes according to MSK-64. To ensure the guaranteed seismic safety of bridge structures, it is required to conduct design calculations based on sets of records of past earthquakes that are close in dominant frequencies to the characteristics of the construction site.

**Keywords:** bridges and overpasses, seismic protection, real earthquake records, seismogram, bearings

**For citation:** Shermukhamedov U.Z., Mirzaev I., Karimova A.B. Influence of rubber-metal bearings on vibrations of continuous reinforced concrete bridges and overpasses. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2022, no. 5, pp. 9–22 (In Russian)

DOI: [10.37153/2618-9283-2022-5-9-22](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-9-22)

**Acknowledgment:** The work was carried out by the Foundation with the support of the field of seismology, seismic resistance of structures and seismic safety under the Cabinet of Ministers of the Republic of Uzbekistan for 2022–2023 under grant No. 28/2022 “Creation of a set of programs for calculating railway bridges, taking into account the nonlinear interaction of their elements under real seismic effects”.

## Введение

Сильные землетрясения (с интенсивностью 7 баллов и более) могут вызвать большие деформации, а иногда и разрушения. Для предотвращения таких последствий мосты должны иметь способность рассеивать энергию при колебаниях вследствие внутреннего конструкционного трения в материале, из которого они изготовлены, или неупругих деформаций [1]. Как известно, в Узбекистане значительная часть строительства приходится на сейсмически опасные районы. Защита сооружений от сейсмических воздействий является немаловажной задачей строительства. Исследование мирового опыта в сфере сейсмозащиты мостов показывает, что использование принципа сейсмоизоляции имеет широкое применение. При данном методе между опорами и пролетными строениями устанавливаются податливые (резинометаллические) или скользящие опорные части, работающие в качестве сейсмоизолирующего элемента.

Следует отметить, что в настоящее время выпущено около двадцати монографий по вопросам сейсмоизоляции и сейсмогашения мостовых сооружений. Классификации сейсмоизолирующих устройств приведены в [2–7]. В работах [6, 7] рассмотрены вопросы сейсмоизоляции и сейсмогашения мостов, учета особенностей сейсмических колебаний мостов, оценки сейсмических нагрузок, а также задания расчетного воздействия и коэффициентов сочетаний сейсмической и подвижной нагрузок.

При горизонтальном возбуждении сейсмических воздействий по двум направлениям применяются резинометаллические опорные части – LRB, которые устанавливаются в неразрезных балочных мостах, нелинейная реакция которых приведена в работах [8, 9]. На вибростенде были проведены лабораторные испытания модели изолированных мостов, конструкция которых включала неразрезные пролетные строения и опорные части LRB.

Также приведены результаты проведенных испытаний при воздействии соответствующих нагрузок, которые были сравнены с экспериментальными данными. В результате обнаружено различие перемещений различных типов опорных частей, которое возникает при идеализации восстанавливающей силы в продольном и поперечных направлениях резинометаллических опорных частей. Исходя из этого учитывается двунаправленное взаимодействие LRB при сейсмоизоляции мостовых конструкций.

Авторами работ [10–13] проведен анализ влияния опорных частей на работу моста при сейсмических воздействиях, а также разработаны эксплуатационные параметры свинцово-резиновых опорных частей. Дополнительное изолирование основания моста и корректный подбор параметров моделирования оказывают значительное влияние на сейсмическую реакцию конструкции при моделировании LRB. В работе также исследовано влияние продолжительности движения грунта при дополнительном изолировании основания моста.

Сильное движение грунта приводит к нестабильности и не способности восстановления при значительном движении грунта, что приводит к проблемам при применении обычных резино-свинцовых опорных частей из-за малой жесткости резины. Решение данной проблемы приведено в работах [14, 15], где предлагается использование металлических листов, встроенных в эластомерную опору. Применяемые в данном способе сплавы (SMA) позволяют успешно снизить пиковые и остаточные смещения мостов в период сильных сейсмических воздействий.

В последнее время в качестве сейсмического воздействия выбирают сейсмограммы записей землетрясений [16, 17]. В этой связи представляет интерес разработка методов и программных средств для проведения расчетов мостов и путепроводов на действие землетрясений на основе имеющихся записей сейсмограмм.

Проведение расчетов на основе имеющихся реальных записей сейсмограмм [18], зарегистрированных во время сильных землетрясений и хранящихся в известных базах данных Европы и США, позволяет в реальном масштабе времени изучить поведение конструкций, а также оценить прочность элементов рассчитываемых мостов и путепроводов. Такой подход обеспечивает гарантированную оценку надежности мостов и путепроводов при сейсмических воздействиях, имеющих определенную интенсивность на площадке строительства. Так как рассчитываемый мост оборудуется средствами сейсмозащиты с нелинейными свойствами, то расчет необходимо производить прямым динамическим методом.

В этой связи, в статье рассматривается влияние типа резинометаллических опорных частей на колебания неразрезных железобетонных мостов и путепроводов по записям реальных землетрясений в условиях Республики Узбекистан.

**Задачи исследования** заключаются в следующем: провести обзор литературных источников по выбору резинометаллических опорных частей железобетонных балочных мостов с разными статическими схемами; проанализировать максимальные и минимальные значения нормальных напряжений в элементах конструкции при сильных землетрясениях; найти максимальные вертикальные перемещения пролетного строения путепровода при реальных прошлых землетрясениях; выбрать тип резинометаллических опорных частей на основе анализа колебаний неразрезных железобетонных мостов и путепроводов по записям реальных землетрясений; разработать практические рекомендации по выбору резинометаллических опорных частей неразрезных железобетонных мостов и путепроводов по записям реальных землетрясений.

## Методы исследования

Вследствие сложности конструкций мостов и пространственного характера сейсмического воздействия, аналитические методы расчета их напряженно-деформированного состояния представляются невозможными. Поэтому применяются численные методы решения задач. Воздействие задается в виде ряда записей сейсмограмм по трем направлениям с корректировкой амплитуды на различную балльность. Уравнение движения конструкции после применения дискретизации по методу конечных элементов приводится к виду [19, 20]

$$[M]\{\ddot{u}\} + \eta[C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P\}, \quad (1)$$

с начальными условиями из статического решения задачи

$$\{u(t)\}_{t=0} = \{u(0)\}, \quad \{\dot{u}(t)\}_{t=0} = \{\dot{u}(0)\}, \quad (2)$$

где  $\{u(t)\}$  – вектор абсолютных перемещений узловых точек конечно-элементной модели конструкции,  $[M]$  – матрица масс системы, структура которой зависит от распределения массы в конструкции,  $[C]$  – матрица демпфирования, элементы которой вычисляются по значениям вязкости в элементах конструкции и в резинометаллических опорных частях,  $[K]$  – матрица жесткости конструкции, в случае нелинейных задач матрицы  $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  зависят от вектора абсолютного перемещения, в  $\{P(t)\}$  входят заданное движение грунта и действующие внешние силы. Движение грунта задается в виде записей сейсмограмм [19, 20].

Сейсмическое воздействие передается конструкции через опоры в виде равенства перемещений фундаментов опор и поверхности основания с учетом распространения сейсмической волны.

На основе решения задачи с соответствующими граничными условиями на торцах пролетного строения вычисляются перемещения и повороты узловых точек по всей конструкции. Затем по соответствующим формулам вычисляются на каждом шаге по времени усилия, моменты сил во всех элементах конструкции и нормальные напряжения в элементах пролетного строения.

В работе было рассмотрено два типа резинометаллических опорных частей:

- изоляторы со свинцовым сердечником серии LRB;
- резинометаллические изоляторы серии SI-N (normal).

Изоляторы со свинцовым сердечником серии LRB представляют собой резинометаллические опорные части, состоящие из стальных пластин, чередующихся со слоями резины, выполненные с цилиндрическим свинцовым сердечником (рис. 5). Рассеивание энергии обеспечивается свинцовым сердечником при его пластических деформациях, позволяет достигать значений коэффициента эквивалентного вязкого демпфирования порядка 30%. Благодаря высокой способности к рассеиванию энергии, становится возможным снижение горизонтальных перемещений по сравнению с системой изоляции, обладающей такой же эквивалентной жесткостью, но меньшей способностью к рассеиванию энергии [7, 21].

Изолятор LRB изготовлен из резиновой смеси с  $G=0,8$  МПА, диаметр 900 мм, с резиновыми слоями толщинами и со свинцовым сердечником диаметром 160 и 185 мм. Типичная петля гистерезиса изоляторов серии LRB может быть представлена как билинейная. Параметры  $d_1$ ,  $F_1$ ,  $d_2$  и  $F_2$ , характеризующие билинейную кривую, приведены для каждого изолятора серии LRB, приведенных в таблице 1 и на рис. 1 [21].



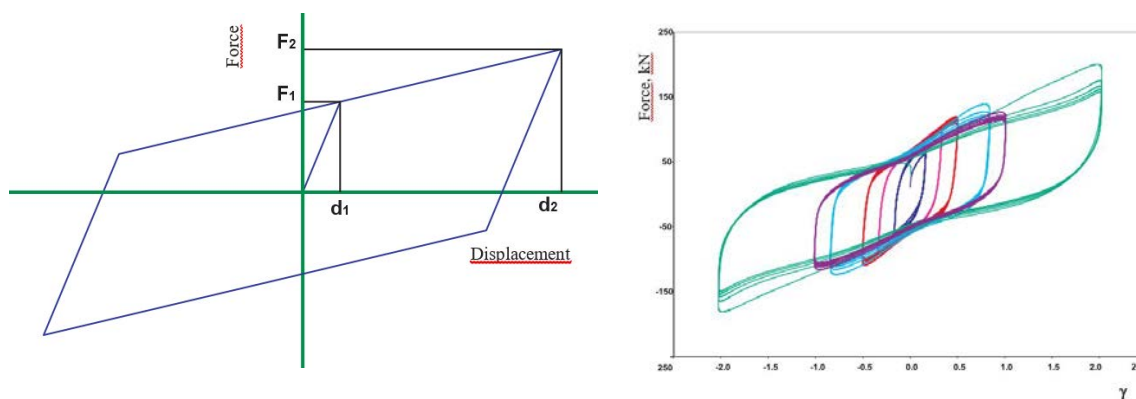


Рисунок 1 – Типичные гистерезисные петли резинометаллического изолятора со свинцовым сердечником, полученные при динамических испытаниях с увеличением амплитуды деформации сдвига

Figure 1 – Typical hysteresis loops of a lead rubber insulator obtained in dynamic tests with increasing amplitudes of shear

Гистерезисное поведение изолятора серии LRB может также изображаться в виде однолинейного графика, с эффективной жесткостью  $K_e$  и коэффициентом эквивалентного вязкого демпфирования  $\zeta_e$ , зависящих от максимального смещения  $d_2$  и соответствующей силы  $F_2$ , к которой они относятся [21]:

$$K_e = \frac{F_2}{d_2} ; \quad (3)$$

$$\zeta_e = \frac{2}{\pi} * \left[ \frac{F_1}{F_2} - \frac{d_1}{d_2} \right]. \quad (4)$$

где  $K_e$  – эффективная горизонтальная жесткость (при смещении  $d_2$ );  
 $\zeta_e$  – коэффициент эквивалентного вязкого демпфирования (при смещении  $d_2$ );  
 $F_2$  – максимальная горизонтальная сила (при смещении на значение  $d_2$ );  
 $F_1$  – предел сопротивления (предел текучести);  
 $d_1$  – перемещение до предела текучести.

Второй тип изолятора – изоляторы серии SI представляют собой резинометаллические опорные части, состоящие из стальных пластин, чередующихся со слоями резины, объединенные методом горячей вулканизации. Как правило, SI изготавливаются круглой формы, но также могут изготавливаться квадратными или прямоугольными в плане. Резинометаллические изоляторы обозначаются SI (Seismic Isolator) с последующим указанием одной из букв, S (Soft – мягкая), N (Normal – нормальная) и H (Hard – жесткая) [7, 21].

Резиновые смеси, применяемые для производства SI, имеют эквивалентный динамический модуль сдвига  $G_{din}$  от 0,4 МПа до 1.4 МПа и коэффициент эквивалентного вязкого демпфирования равный 10% или 15%.

Для проектирования неразрезного монолитного моста с учетом сейсмоизоляции выполнено вариантное сравнение двух изоляторов. Параметры  $K_e$ ,  $\zeta_e$ ,  $K_v$ ,  $F_1$ ,  $d_2$  и  $F_2$ , характеризующие билинейную кривую, приведены для каждого изолятора серии LRB-SN и SI-N в таблице 1, приведены для двух резинометаллических опорных частей [21].

Таблица 1 – Исходные параметры резинометаллических изоляторов серии LRB-SN и SI-N с разными допустимыми перемещениями

Table 1 – Initial parameters of rubber-metal insulators of the LRB-SN and SI-N series with different permissible displacements

Допустимое перемещение, мм	Тип изолятора	$K_e$	$\epsilon_e$	$F_2$	$F_1$	$K_v$	$D_g$
		кН/мм	%	кН	кН	кН/мм	мм
200	LRB-SN 900/144-160	at $d_2=167$ mm			241	3509	900
		3.83	20	639			
250	LRB-SN 900/171-185	at $d_2=208$ mm			312	2892	
		3.49	23	728			
300	LRB-S 900/162-150	at $d_2=250$ mm			312	2892	
		2.27	21	817			
200	SI-N 900/108	4.71	Изолятор без свинцового сердечника			4377	900
250	SI-N 900/132	3.86				3582	
300	SI-N 900/168	3.03				2814	

### Результаты расчета

Рассмотрим железобетонный монолитный путепровод, проходящий на 1083 км автодороги М-39 в городе Самарканде, выполненный в виде двух отдельно стоящих путепроводов, каждый под одно направление движения. Пролетное строение путепровода выполнено неразрезной монолитной железобетонной расчетной схемой 33 м+42 м+33 м индивидуального проектирования, длиной 110 м и шириной 10.5 м, имеет переменную высоту вдоль путепровода. По фасаду пролетное строение выполнено плитой переменной высоты – 1.3 м в пролете, 2.3 м над опорой (рис. 2).

Конструкция путепровода разбивается на конечные элементы с учетом изменения высоты по длине пролетного строения. Конечный элемент моделирует осевое растяжение–сжатие, изгиб относительно перпендикулярных осей к продольной оси путепровода и кручение относительно продольной оси [22].

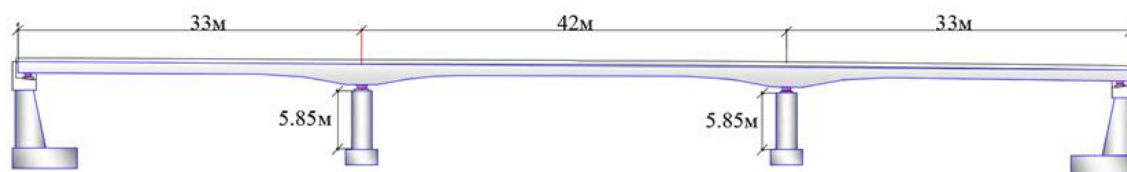


Рисунок 2 – Схема монолитного путепровода, проходящего на 1083 км автомобильной дороги М-39

Figure 2 – Scheme of a monolithic overpass at 1083 km of the M-39 highway

Мостовые сооружения состоят из многих составных элементов, наиболее ответственными из них являются пролетные строения, опоры и опорные части [7, 23]. Опора и опорная часть являются самыми уязвимыми элементами мостового сооружения. Таким образом, для опорной части в сейсмоопасных районах используют сейсмоизолирующие устройства, в частности резинометаллические. Опорная часть является сейсмоизолирующим резинометаллическим устройством и позволяет пролетному строению перемещаться в продольном направлении в пределах от 0.1 м до 0.35 м в зависимости от используемых моделей за счет малой жесткости на сдвиг [23, 24].



Опорная часть моделируется в виде одного конечного элемента, работающего на растяжение–сжатие, сдвиг по двум направлениям и кручение. Промежуточные опоры имеют размеры: высота 5.85 м, ширина по фасаду – 2 м, а по боковому направлению имеет переменный размер по высоте от 5 м до 8.4 м. Опоры разбиваются на конечные элементы, работающие на растяжение–сжатие, сдвиг по двум направлениям и кручение с учетом распределенности массы. В данном расчете принимаем движения их оснований равными движению основания в соответствующих точках во время землетрясения. Материал составных конструкций – бетон класса В35 по прочности, с удельным весом  $\gamma = 25000 \text{ Н/м}^3$ , модулем упругости  $E = 35200 \text{ МПа}$ , коэффициентом Пуассона  $\nu = 0.2$ . Сейсмичность территории Самарканда принята 8 баллов согласно карте сейсмического микрорайонирования, выполненной Институтом сейсмологии в 1980 г.

Рассмотрим поведение автодорожного путепровода с сейсмоизоляцией фирмы «FIP-Industriale» при землетрясениях различной силы и повторяемости. Данная сейсмоизоляция представляет собой систему опирания пролетных строений на продольно-подвижные опорные части. Начало путепровода – левый торец пролетного строения – жестко соединено с устоем, а конец путепровода – правый торец – соединен с устоем с подвижными опорными частями.

В работе представлены результаты расчетов монолитного путепровода от динамической нагрузки по записям двух реальных сейсмограмм опасных землетрясений: Табасское (Иран) и Кайрано (Италия) [18].

1. Cairano – 000319 (16.01.1981, 8 баллов по МСК-64, максимальное ускорение –  $1,47 \text{ м/с}^2$ , максимальное перемещение –  $0,0029 \text{ м}$ , шаг оцифровки –  $0,005 \text{ с}$ , длительность –  $22,175 \text{ с}$ );

2. Tabas – 000187 (16.09.1978, выше 10 баллов по шкале МСК-64, максимальное ускорение –  $10,17 \text{ м/с}^2$ , максимальное перемещение –  $0,3446 \text{ м}$ , шаг оцифровки –  $0,005 \text{ с}$ , длительность –  $78,395 \text{ с}$ ).

В таблицах 2 и 3 приведены результаты вычисления максимальных по абсолютным значениям нормальных напряжений в верхнем и нижнем участках пролетных строений монолитного путепровода. Расчеты выполнены в программе расчета конструкций SHARK [20].

Анализ максимальных и минимальных значений нормальных напряжений при 10 и 8 балльных землетрясениях показал, что конструкция путепровода выдерживает сильные и очень сильные землетрясения. По нормам проектирования допустимое значение напряжения составляет  $2.73 \text{ МПа}$ .

Таблица 2 – Нормальные максимальные напряжения в верхнем участке пролетных строений монолитного путепровода при сейсмических воздействиях прошлых землетрясений

Table 2 – Normal maximum stresses in the upper section of span structures of a monolithic overpass under seismic impacts from past earthquakes

Тип опорной части с разными перемещениями	Наименование воздействия	Максимальные напряжения, МПа					
		в середине левого пролета (16.5 м)		в середине путепровода (54 м)		в середине правого пролета (91.5 м)	
		Статика	Динамика	Статика	Динамика	Статика	Динамика
LRB-SN (200 мм)	Cairano	-0.048162	0.12632	-0.08188	0.02991	-0.061171	-0.032722
	Tabas	-0.048162	1.537	-0.08188	0.99005	-0.061171	0.27594
LRB-SN (250 мм)	Cairano	-0.047916	0.12634	-0.082342	0.029208	-0.061281	-0.032674
	Tabas	-0.047916	1.5452	-0.082342	0.99705	-0.061281	0.28179
LRB-SN (300 мм)	Cairano	-0.047916	0.12607	-0.082342	0.029058	-0.061281	-0.03284
	Tabas	-0.047916	1.5388	-0.082342	0.99097	-0.061281	0.27762
SI-N (200 мм)	Cairano	-0.048649	0.12404	-0.081699	0.028995	-0.061215	-0.033814
	Tabas	-0.048649	1.5162	-0.081699	0.97082	-0.061215	0.26142
SI-N (250 мм)	Cairano	-0.048195	0.12398	-0.081842	0.028587	-0.061165	-0.033766
	Tabas	-0.048195	1.5042	-0.081842	0.9598	-0.061165	0.25565
SI-N (300 мм)	Cairano	-0.047645	0.12357	-0.082188	0.027657	-0.061167	-0.033835
	Tabas	-0.047645	1.4913	-0.082188	0.94766	-0.061167	0.24972

Таблица 3 – Нормальные максимальные напряжения в нижнем участке пролетных строений монолитного путепровода при сейсмических воздействиях прошлых землетрясений

Table 3 – Normal maximum stresses in the lower section of span structures of a monolithic overpass under seismic impacts from past earthquakes

Тип опорной части с разными перемещениями	Наименование воздействия	Максимальные напряжения, МПа					
		в середине левого пролета (16.5м)		в середине путепровода (54м)		в середине правого пролета (91.5м)	
		Статика	Динамика	Статика	Динамика	Статика	Динамика
LRB-SN (200 мм)	Cairano	0.045901	0.23169	0.079672	0.19604	0.05961	0.09983
	Tabas	0.045901	1.6905	0.079672	1.1525	0.05961	0.41064
LRB-SN (250 мм)	Cairano	0.045667	0.23115	0.080134	0.19626	0.059703	0.099983
	Tabas	0.045667	1.7373	0.080134	1.1614	0.059703	0.41634
LRB-SN (300 мм)	Cairano	0.045667	0.22838	0.080134	0.19602	0.059723	0.099792
	Tabas	0.045667	1.7299	0.080134	1.1549	0.059723	0.41205
SI-N (200 мм)	Cairano	0.045861	0.22976	0.078989	0.19387	0.059362	0.098605
	Tabas	0.045861	1.7066	0.078989	1.1294	0.059362	0.39407
SI-N (250 мм)	Cairano	0.045916	0.22905	0.079618	0.194	0.059594	0.098653
	Tabas	0.045916	1.6921	0.079618	1.1191	0.059594	0.38807
SI-N (300 мм)	Cairano	0.045863	0.227666	0.080438	0.1939	0.059871	0.098577
	Tabas	0.045863	1.6759	0.080438	1.1088	0.059871	0.38188



устоя от активного давления грунта при Табасском землетрясении. Следует отметить, что относительное перемещение по сравнению с перемещением опоры на правом торце путепровода для различных марок изоляторов почти одинаково. Это связано с тем, что сдвиговые жесткости изоляторов сравнительно малы, и из-за этого их влияние на продольные колебания пролетного строения незначительны. Продольное перемещение путепровода формируется на основе перемещения его левого торца, так как пролетное строение имеет большую продольную жесткость и, соответственно, большую скорость распространения волны по сравнению со скоростью распространения волны в грунте. Этим и объясняется относительное максимальное значение перемещения.

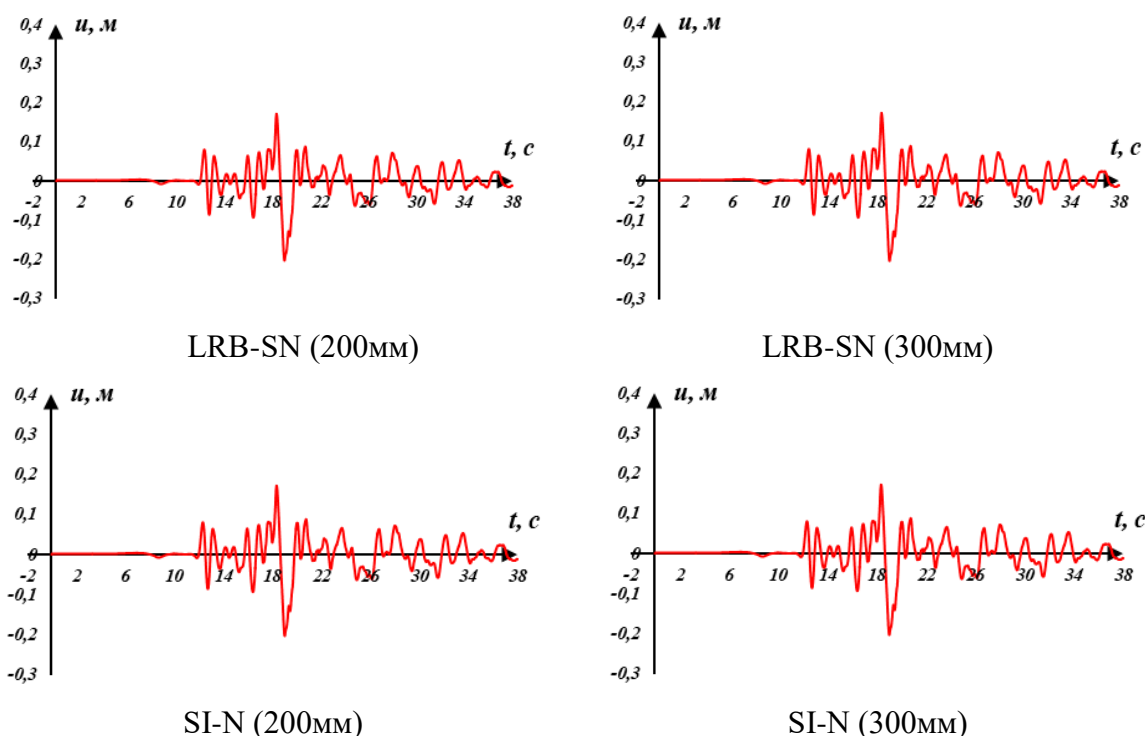


Рисунок 4 – Изменение во времени продольного перемещения правого конца пролетного строения путепровода относительно опоры с разными резинометаллическими опорными частями (Табасское землетрясение) ( $U_{\max}=0.2022\text{м}$ )

Figure 4 – Change in time of the longitudinal movement of the right end of the span structure of the overpass relative to the support with different rubber-metal bearing parts (the Tabas earthquake) ( $U_{\max}=0.2022\text{m}$ )

Из графика видно, что максимальное продольное перемещение составляет 0.2022 м при использовании резинометаллических опор в записи Табасского землетрясения. В этой связи целесообразно применить опорные части с перемещением (300 мм). Учитывая тот факт, что интенсивность землетрясения Табас 10 баллов, возможно применить сейсмические опорные части с перемещением 200 мм в сейсмических условиях Республики Узбекистан.

## Выводы

Полученные результаты нормальных напряжений в пролетных строениях при воздействии очень сильных землетрясений показывают, что они не превышают

допустимых значений норм проектирования.

Результаты сравнения двух типов опорных частей путепровода при различных допустимых перемещениях по записям землетрясений показали, что целесообразно использовать сейсмический изолятор LRB-SN (250 мм) с большей жесткостью, так как этот тип изолятора имеет наибольший коэффициент демпфирования. Увеличенный коэффициент демпфирования в принципе увеличивает общую жесткость изолятора при динамических воздействиях, но приводит к затуханию колебаний.

По результатам сравнения перемещений правого торца путепровода и соответствующей опоры, приходим к заключению, что наиболее эффективным способом сейсмозащиты путепровода с неразрезным балочным пролетным строением оказалось использование резинометаллических опорных частей со свинцовым сердечником (перемещение 250 мм), которые обладают достаточным демпфированием для гашения колебаний конструкции в результате сейсмических воздействий.

### Список литературы

1. Шермухамедов У.З., Кадырова Ш.Ш. Выбор опорных частей мостов в сейсмических районах // *Проблемы механики*. ИМиСС, Ташкент. 2015, (2), 59–62.
2. Верхолин В.А. Особенности расчета и подбора параметров сейсмоизоляции мостов // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2004. №2. С. 44–48.
3. Уздин А.М., Сандович Т.А., Аль-Насер-Мохомад Самих Амин. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений. Изд. ВНИИГ, С.-Петербург. 1993. 175 с.
4. Шестоперов Г.С. Обзорная информация. Антисейсмические устройства в мостостроении. М.: ВПТИТРАНССТРОЙ. 1986. 46 с.
5. Skiner R.I., Robinson W.H., McVerry G.H. An introduction to seismic isolation. John Wiley & Sons. New Zealand. 1993, 353 p.
6. Уздин А.М., Кузнецова И.О. Сейсмостойкость мостов. Palmarium Academic Publishing. 2014. 456 с.
7. Шермухамедов У.З. Гашение продольных сейсмических колебаний опор балочных мостов с сейсмоизолирующими опорными частями. Монография. Ташкент. 2020. 180 с.
8. Qiang Han, Jianian Wen, Xiuli Du. Nonlinear response of continuous girder bridges with isolation bearings under bi-directional ground motions. *Journal of Vibroengineering*. Beijing University of Technology, Beijing, China. 2015, Vol. 17, Issue 2, 816–826.
9. Ju Oh, Jin Ho Kim, Seung Chul Han. An experimental study on the shear property dependency of high-damping rubber bearings. *Journal of Vibroengineering*. 2017, Vol. 19, Issue 8, 6208-6221. <https://doi.org/10.21595/jve.2017.18652>
10. Yumin Zhang, Jiawu Li, Lingbo Wang, and Hao Wu. Study on the Seismic Performance of Different Combinations of Rubber Bearings for Continuous Beam Bridges. *Advances in Civil Engineering*. 2020, no. 4, pp. 1–22. <https://doi.org/10.1155/2020/8810874>
11. Wang Shuai, Heisha Liu Han Wen, Yu Fang, Guo Xiang. Seismic Response Analyses of Isolated Bridges with Different Isolation Bearings. *Journal Advanced Materials Research*. Volume January. 2012, pp. 446–449.
12. Aghaeidoost Vahid, Billah Muntasir. Effect of lead rubber bearing (LRB) modeling technique on the seismic response of base-isolated bridges. 8th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. Streamed from Athens, Greece. 2021, June, 3930–3941.
13. Shakeri Soleimanloo Hossein, Barkhordari Mohammad Ali. Mechanical Characteristics and Application of Fiber-reinforced Elastomeric Bearings for Seismic Isolation and Retrofitting of Bridges. *Trends in Applied Sciences Research*. 2014, Volume 9, Issue 1, pp. 31–42.



14. Choi E., Nam T.H., Oh J.T., Cho B.S. An isolation bearing for highway bridges using shape memory alloys. *Materials Science and Engineering A*. 2006, 25 November. Volumes 438: 1081–1084. doi:10.1016/j.msea.2006.05.098
15. Ozbulut O.E., Hurlbauss S. Energy-balance assessment of shape memory alloy-based seismic isolation devices. *Smart Structures and Systems*. 2011, Volume 8, Issue 4, 399–412.
16. Mirzaev I., Yuvmitov A., Turdiev M., Shomurodov J. 2021. Influence of the Vertical Earthquake Component on the Shear Vibration of Buildings on Sliding Foundations. *E3S Web of Conferences* 264, 02022. CONMECHYDRO. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202126402022>.
17. Kosimov E., Mirzaev I., Bekmirzaev D. 2021. Comparison of the impacts of harmonic and seismic waves on an underground pipeline during the Gazli earthquake. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering* 1030. 012082 IOP Publishing doi:10.1088/1757-899X/1030/1/012082.
18. Ambraseys N.N., Smit P., Douglas J., Margaris B., Sigbjörnsson, R., Ólafsson S., Suhadolc P., Costa G. 2004. Internet site for European strong-motion data. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*. 45(3). URL: [http://www.isesd.hi.is/ESD\\_local/framezet.htm](http://www.isesd.hi.is/ESD_local/framezet.htm).
19. Shermukhamedov U., Shaumarov S., Uzdin A. 2021. Use of seismic insulation for seismic protection of railway bridges. In *E3S Web of Conferences* (Vol. 264, p. 02001). EDP Sciences. doi:10.1051/e3sconf/202126402001.
20. Рашидов Т.Р., Кузнецов С.В., Мардонов Б.М., Мирзаев И. 2019. Прикладные задачи сейсродинамики сооружений. Книга 1. Навруз, Ташкент. 268 с.
21. <http://www.fipindustriale.it>.
22. Мяченков В.И., Мальцев В.Г., Майборода В.П. и др. 1989. Расчёт машиностроительных конструкций методом конечных элементов. Справочник. Под общ. ред. Мяченкова В.И. Москва, Машиностроение. 520 с.
23. Rashidov T.R., Rashidov T., Shermukhamedov U. 2020. Features of the theory of a two-mass system with a rigidly connected end of the bridge, in consideration of seismic influence on high-speed railways. *European Journal of Molecular and Clinical Medicine*. 7(2), 1160–1166.
24. Shermukhamedov U., Shaumarov S. 2019. Impact of configuration errors on the dynamic oscillation absorbers effectiveness of different masses on the seismic resistance of bridges. In *E3S Web of Conferences*, Vol. 97, p. 03017. EDP Sciences.

## References

1. Shermukhamedov U.Z., Kadyrova Sh.Sh. Selection of bridge bearings in seismic regions. *Problems of Mechanics*. IMISS, Tashkent, 2015, (2), 59–62. (In Russian)
2. Verkholin V.A. Peculiarities of calculation and selection of bridge seismic isolation parameters. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2004, no. 2, pp. 44–48. (In Russian)
3. Uzdin A.M., Sandovich T.A., Al-Nasser-Mokhomad Samih Amin. Fundamentals of the theory of seismic resistance and earthquake-resistant construction of buildings and structures. Publishing house VNIIG, St.-Petersburg. 1993. 175 p. (In Russian)
4. Shestoperov G.S. Review information. Antiseismic devices in bridge building. M.: VPTITRANSSTROY. 1986. 46 p. (In Russian)
5. Skinner R.I., Robinson W.H., McVerry G.H. An introduction to seismic isolation. John Wiley & Sons. New Zealand. 1993, 353 p.
6. Uzdin A.M., Kuznetsova I.O. Seismic resistance of bridges. Palmarium Academic Publishing. 2014. 456 p. (In Russian)
7. Shermukhamedov U.Z. Damping of longitudinal seismic vibrations of girder bridge supports with seismic isolation bearings. Monograph. Tashkent. 2020. 180 p. (In Russian)

8. Qiang Han, Jianian Wen, Xiuli Du. Nonlinear response of continuous girder bridges with isolation bearings under bi-directional ground motions. *Journal of Vibroengineering*. Beijing University of Technology, Beijing, China. 2015, Vol. 17, Issue 2, 816–826.
9. Ju Oh, Jin Ho Kim, Seung Chul Han. An experimental study on the shear property dependency of high-damping rubber bearings. *Journal of Vibroengineering*. 2017, Vol. 19, Issue 8, 6208-6221. <https://doi.org/10.21595/jve.2017.18652>
10. Yumin Zhang, Jiawu Li, Lingbo Wang, Hao Wu. Study on the Seismic Performance of Different Combinations of Rubber Bearings for Continuous Beam Bridges. *Advances in Civil Engineering*. Volume 2020. *Advances in Civil Engineering*. 2020, no.4, 1–22. <https://doi.org/10.1155/2020/8810874>
11. Wang Shuai, Heisha Liu Han Wen Yu, Fang Wang, Guo Xiang. Seismic Response Analyses of Isolated Bridges with Different Isolation Bearings. *Advanced Materials Research*. Volume January. 2012, pp. 446–449.
12. Aghaeidoost Vahid, Billah Muntasir. Effect of lead rubber bearing (LRB) modeling technique on the seismic response of base-isolated bridges. 8th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. Streamed from Athens, Greece. 2021, June. 3930–3941.
13. Shakeri Soleimanloo Hossein, Barkhordari Mohammad Ali. Mechanical Characteristics and Application of Fiber-reinforced Elastomeric Bearings for Seismic Isolation and Retrofitting of Bridges. *Trends in Applied Sciences Research*. 2014, Volume 9, Issue 1. 31–42.
14. Choi E., Nam T.H., Oh J.T., Cho B.S. An isolation bearing for highway bridges using shape memory alloys. *Materials Science and Engineering A*. 2006. Volume 438–440, 25 November, 1081–1084. doi:10.1016/j.msea.2006.05.098
15. Ozbulut O.E., Hurlebaus S. Energy-balance assessment of shape memory alloy-based seismic isolation devices. *Smart Structures and Systems*. 2011, Volume 8, Issue 4, 399–412.
16. Mirzaev I., Yuvmitov Anvar, Turdiev Malikjon, Shomurodov Jakhongir. 2021. Influence of the Vertical Earthquake Component on the Shear Vibration of Buildings on Sliding Foundations. *E3S Web of Conferences* 264, 02022. CONMECHYDRO. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202126402022>.
17. Elbek Kosimov, Ibrakhim Mirzaev and Diyorbek Bekmirzaev. 2021. Comparison of the impacts of harmonic and seismic waves on an underground pipeline during the Gazli earthquake. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering* 1030. 012082 IOP Publishing doi:10.1088/1757-899X/1030/1/012082.
18. Ambraseys N.N., Smit P., Douglas J., Margaris B., Sigbjörnsson R., Ólafsson S., Suhadolc P., Costa G. 2004. Internet site for European strong-motion data. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*. 45(3). URL: [http://www.isesd.hi.is/ESD\\_local/frameset.htm](http://www.isesd.hi.is/ESD_local/frameset.htm).
19. Shermuxamedov U., Shaumarov S., Uzdin A. 2021. Use of seismic insulation for seismic protection of railway bridges. In *E3S Web of Conferences* (Vol. 264, p. 02001). EDP Sciences. doi:10.1051/e3sconf/202126402001.
20. Rashidov T.R., Kuznetsov S.V., Mardonov B.M., Mirzaev I. 2019. Applied problems of seismodynamics of structures. Book 1. Nowruz, Tashkent. 268 p. (In Russian)
21. <http://www.fipindustriale.it>.
22. Myachenkov V.I., Maltsev V.G., Mayboroda V.P. et al. 1989. Calculation of machine-building structures by the finite element method. Directory. Under total ed. Myachenkova V.I. Moscow, Engineering. 520 p. (In Russian)
23. Rashidov T. R., Rashidov T., Shermukhamedov U. 2020. Features of the theory of a two-mass system with a rigidly connected end of the bridge, in consideration of seismic influence on high-speed railways. *European Journal of Molecular and Clinical Medicine*, 7(2), 1160–1166.



24. Shermukhamedov U., Shaumarov S. 2019. Impact of configuration errors on the dynamic oscillation absorbers effectiveness of different masses on the seismic resistance of bridges. In E3S Web of Conferences, Vol. 97, p. 03017. EDP Sciences.

#### Данные об авторах / Information about authors

**Шермухамедов Улугбек Забихуллович**, доктор технических наук, профессор кафедры «Мосты и тоннели», Ташкентский государственный транспортный университет. Ташкент, Республика Узбекистан [ulugbekjuve@mail.ru](mailto:ulugbekjuve@mail.ru), +998903161181

**Shermukhamedov Ulugbek Z.**, Professor of the Department of “Bridges and tunnels”, Dr. Sci. (Engineering), Tashkent State Transport University. Tashkent, Republic of Uzbekistan [ulugbekjuve@mail.ru](mailto:ulugbekjuve@mail.ru), +998903161181

**Мирзаев Ибрахим**, доктор физико-математических наук, профессор кафедры «Прикладная механика», Ташкентский государственный транспортный университет. Ташкент, Республика Узбекистан [ibrakhim.mir@mail.ru](mailto:ibrakhim.mir@mail.ru), +998909388017

**Mirzaev Ibrakhim**, Professor of the Department of “Applied Mechanics”, Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Tashkent State Transport University. Tashkent, Republic of Uzbekistan [ibrakhim.mir@mail.ru](mailto:ibrakhim.mir@mail.ru), +998909388017

**Каримова Анора Бахтиёровна**, ассистент кафедры «Мосты и тоннели», Ташкентский государственный транспортный университет. Ташкент, Республика Узбекистан [anorakarimovabaxtiyorovna@gmail.com](mailto:anorakarimovabaxtiyorovna@gmail.com), +998909904443

**Karimova Anora B.**, assistant of the Department of “Bridges and tunnels”, Tashkent State Transport University. Tashkent, Republic of Uzbekistan [anorakarimovabaxtiyorovna@gmail.com](mailto:anorakarimovabaxtiyorovna@gmail.com), +998909904443

УДК 624.042.7

DOI [10.37153/2618-9283-2022-5-23-30](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-23-30)

### ***Теоретические и экспериментальные исследования***

#### **Использование принципа сейсмоизоляции в конструкциях сейсмозащиты зданий на многолетнемёрзлых грунтах**

**Белаш Т.А.<sup>1</sup>, Смирнова Л.Н.<sup>2</sup>, Бубис А.А.<sup>3</sup>, Ставницер Л.Р.<sup>4</sup>**  
<sup>1,2,3,4</sup> АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

**Аннотация:** Активное освоение в последнее десятилетие Арктической зоны, Сибири и Дальнего Востока в России побудило авторов вернуться к проблеме строительства сооружений в районах, которые в процессе строительства и эксплуатации могут подвергаться воздействию сразу целого ряда природных явлений. В статье авторы сужают обозначенную проблематику и анализируют только варианты строительства сейсмостойких зданий на многолетнемёрзлых грунтах, ситуации наиболее распространенной на территориях так называемой «вечной мерзлоты». Представлен обзор и анализ существующих и наиболее часто применяемых вариантов строительства на многолетнемёрзлых грунтах по I и II принципу и дана оценка возможности применения на таких объектах специальных систем сейсмозащиты. Приводятся требования к характеристикам подсыпок в случае строительства по принципу I, варианты конструктивных решений свайных фундаментов при строительстве с использованием принципа II. Выполнен анализ конструктивных решений, применённых более 40 лет назад при строительстве жилых кварталов из зданий 122 серии в г. Северобайкальске, хорошо себя зарекомендовавших в результате прошедших землетрясений. Авторами приводятся примеры различных вариантов сейсмозащитных устройств при реализации принципа сейсмоизоляции, реализация которого осуществляется обычным способом, путём введения различных податливых опорных элементов в фундаментную часть здания. В выводах по результатам проведенного исследования даны рекомендации по строительству сейсмостойких зданий для условий Арктической зоны.

**Ключевые слова:** сейсмоизоляция, многолетнемёрзлые грунты, основания, фундаменты, принцип I, принцип II

**Для цитирования:** Белаш Т.А., Смирнова Л.Н., Бубис А.А., Ставницер Л.Р. Использование принципа сейсмоизоляции в конструкциях сейсмозащиты зданий на многолетнемёрзлых грунтах // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2022. № 5. С. 23–30 DOI [10.37153/2618-9283-2022-5-23-30](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-23-30)

### ***Theoretical and experimental studies***

#### **The use of the principle of seismic isolation in the structures of seismic protection of buildings on permafrost soils**

**Belash T.A.<sup>1</sup>, Smirnova L.N.<sup>2</sup>, Bubis A.A.<sup>3</sup>, Stavnitser L.R.<sup>4</sup>**  
<sup>1,2,3,4</sup> JSC RCC. Moscow, Russian Federation

**Abstract:** The active development of the Arctic zone, Siberia and the Far East in Russia in the last decade has prompted the authors to return to the problem of construction of structures in

@ Белаш Т.А., Бубис А.А., Смирнова Л.Н., Ставницер Л.Р., 2022

areas that may be affected by a number of natural phenomena during construction and operation. In the article, the authors narrow down the identified problems and analyze only options for the construction of earthquake-resistant buildings on permafrost soils, the situation most common in the territories of the so-called permafrost. The review and analysis of the existing and most frequently used construction options on permafrost soils according to the I and II principles are presented and the possibility of using special seismic protection systems at such facilities is assessed. The requirements for the characteristics of backfills in the case of construction according to principle I, variants of structural solutions of pile foundations during construction using principle II are given. The analysis of constructive solutions applied more than 40 years ago in the construction of residential blocks of buildings of the 122 series in Severobaikalsk, well-proven during the past earthquakes. The authors give examples of various variants of seismic protection devices when implementing the principle of seismic isolation, the implementation of which is carried out in the usual way by introducing various malleable support elements into the foundation part of the building. In the conclusions based on the results of the study, recommendations are given for the construction of earthquake-resistant buildings for the conditions of the Arctic zone.

**Keywords:** seismic isolation, permafrost soils, foundations, foundations, principle I, principle II

**For citation:** Belash T.A., Bubis A.A., Smirnova L.N., Stavnitser L.R. The use of the principle of seismic isolation in the structures of seismic protection of buildings on permafrost soils. *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2022, no. 5, pp. 23–30. (In Russian) DOI: [10.37153/2618-9283-2022-5-23-30](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-23-30)

## Введение

В последнее десятилетие вопросам освоения Дальнего Востока и Арктики учеными и специалистами всего мира уделяется значительное внимание. В Российской Федерации, более 60% территории которой располагается в Арктической зоне, в настоящее время проводится целый ряд мероприятий, направленных на реализацию государственной программы Российской Федерации «Социально-экономическое развитие Арктической зоны Российской Федерации», утвержденной Постановлением Правительства РФ №484 от 30 марта 2021 г. Поскольку часть осваиваемых регионов Арктической зоны характеризуется сложными климатическими и геологическими условиями, значительное внимание уделяется вопросам строительства объектов различного назначения.

## Основная часть

Как известно, наиболее сложными условиями проектирования, строительства и эксплуатации зданий характеризуются регионы, в которых на строительные объекты могут одновременно воздействовать несколько природных факторов: сильные ветры, сейсмическая активность, многолетнемерзлые грунты в основании. Именно такие явления характерны для большинства территорий Западной и Восточной Сибири, Дальнего Востока. И, как уже отмечалось выше, в настоящее время эти территории активно осваиваются.

Обеспечение надежности и безопасности объектов, функционирующих в рассматриваемых условиях, представляет собой достаточно сложную инженерную задачу. Решение её может осуществляться различными путями. Одним из них является использование современных и апробированных подходов, подтверждающих свою эффективность на практике. Одним из таких подходов является применение принципа

сейсмоизоляции. Этот принцип широко известен как в России, так и за рубежом, причем и в районах распространения многолетнемёрзлых грунтов.

Одной из первых работ, посвященных возможности использования принципа сейсмоизоляции в районах вечной мерзлоты, была монография Харитонов В.А. [1]. Более поздние исследования этого вопроса представлены в работах Айзенберга Я.М., Смирнова В.И., Уздина А.М., Белаш Т.А. и других авторов [2–5]. Однако, несмотря на достаточно большой объем выполненных исследований, до сих пор отсутствуют конкретные практические рекомендации по использованию сейсмоизоляции в районах вечной мерзлоты.

В статье рассмотрен лишь некоторый круг вопросов, которые рекомендуется учитывать при выборе принципа сейсмоизоляции для условий распространения многолетнемёрзлых грунтов с целью обеспечения безаварийной эксплуатации строительных объектов различного назначения во время сейсмических воздействий.

Как правило, принцип сейсмоизоляции реализуется через фундаментные конструкции, рациональный выбор которых в условиях вечной мерзлоты принципиально зависит от свойств многолетнемёрзлых грунтов.

В районах вечной мерзлоты сформировались два основных принципа строительства на многолетнемёрзлых основаниях: принцип I – сохранение мерзлоты в течение всего срока эксплуатации зданий и сооружений, и принцип II – использование грунтов основания в оттаянном или оттаивающем состоянии. При выборе принципа анализируют данные инженерно-геокриологических изысканий. В необходимых случаях производят расчет глубины чаши оттаивания, которая может достигать до 15 м, а также выполняется расчёт возможных при этом деформаций основания.

С учётом поведения многолетнемёрзлых грунтов при сейсмическом воздействии для использования в качестве оснований, как известно, предпочтителен принцип I. Реализация этого принципа согласно нормативным требованиям может осуществляться различным образом, например, путем организации подполья, естественно и искусственно вентилируемого. Высоту и режим вентилируемого подполья принимают в соответствии с теплотехническим расчетом из условия сохранения при эксплуатации строительных объектов расчётной температуры многолетнемёрзлого грунта. В зависимости от характера вентилирования различают закрытые (неприветриваемые), открытые и с регулируемым проветриванием подполья.

Примеры конструктивной реализации подполий различного вида и требования к их проектированию представлены в технической литературе, например, в [6–10]. При реализации подполья могут быть использованы различные типы фундаментов, среди которых наибольшее распространение получили свайные фундаменты, широко применяемые и в сейсмических районах. Эти фундаменты успешно реализуют идею устройства подполья в районах залегания вечной мерзлоты (принцип I), высота которого должна быть не менее 1.20 м, как правило, она принимается на основании теплотехнического расчета. Между тем, свайные фундаменты, ростверки и оголовки которых поднимают на основание в случае возникновения сейсмического воздействия, следует рассматривать как сейсмоизолирующие фундаменты, выполняющие при этом функцию гибкой связи между надземными конструкциями и основанием [11, 12].

Хорошо известно, что эффект сейсмоизоляции достигается в большей степени за счет податливости опорных элементов, устанавливаемых в фундаментной части, при этом надземные конструкции представляют собой жёсткую пространственную систему [13, 14]. В этой связи сочетание принципа I с высокой сейсмичностью, реализуемого через свайный фундамент с высоким ростверком, позволяет применить известную в сейсмостойком строительстве идею «гибкого нижнего этажа». При этом важным

вопросом остаётся подбор параметров изоляции. В рассматриваемом случае возникают две проблемы.

Первая заключается в одновременном обеспечении прочности и гибкости опорных элементов, роль которых выполняют сваи, вторая – в необходимости учёта влияния вертикального пригруза на жёсткость и прочность свай распорок. Представленные в работах [13, 14] результаты исследования рассматриваемых вопросов показали, что наиболее рациональным конструктивным решением является, например, исполнение свай из трубчатых элементов, при этом наиболее экономичными оказались сваи кольцевого сечения. Учитывая сложный и непредсказуемый характер сейсмических воздействий, а также изменчивость свойств многолетнемерзлых грунтов для обеспечения необходимой работоспособности рассматриваемой системы сейсмической изоляции, необходимо введение дополнительных элементов гашения сейсмических колебаний, которые необходимы для ограничения опасных смещений сейсмоизолированных частей здания. Реализация элементов демпфирования может осуществляться по типу, разработанному, например, в работе [15]. Подбор опорных элементов, роль которых выполняют сваи, достаточно сложен. Можно добиться заметного снижения нагрузки на сваи, если соединить их фрикционно-подвижной связью. При этом ростверк может проскальзывать относительно голов свай, и его абсолютное смещение увеличится, но смещение голов свай и ускорение сооружения заметно уменьшатся. Исследования этих вопросов представлены в работе [14].

При реализации принципа I, как известно, широко используются подсыпки. Они наиболее целесообразны, если вблизи поверхности грунта размещаются мощные массивы подземного льда. Подсыпки используют для нешироких зданий (шириной до 10 м), при этом грунт охлаждается за счёт поступления холода с боков подсыпки или путём установки в подсыпки охлаждающих труб. Подсыпки могут быть выполнены как для отдельно стоящих зданий и сооружений, так и для их группы. При сочетании принципа I с сейсмической активностью, подсыпки представляют собой некий сейсмоизолирующий слой, который одновременно защищает грунтовое основание и снижает влияние сейсмического воздействия. В качестве материала для подсыпок рекомендуется использовать гальку, песок, щебень, шлак и т. п. При этом минимальный размер фракций должен отличаться от максимального не более чем на 30%, а размер куска рекомендуется брать не менее 4 см. Высоту подсыпки назначают не более 150 и не менее 50 см. Некоторые рекомендации по использованию подсыпок в рассматриваемых районах представлены в работах [7, 8].

Целесообразность использования другого принципа строительства на многолетнемерзлых грунтах (принципа II), определяется технологическими и технико-экономическими соображениями, когда невозможно сохранить льдистые грунты основания в мерзлом состоянии. Принцип II предусматривает проведение мероприятий по уменьшению деформируемости основания (замена мало сжимаемым или уплотненным грунтом). Другим способом реализации принципа II может быть использование методов постепенного оттаивания грунтов в процессе эксплуатации. Применение рекомендуемых нормами тех или иных методов на многолетнемерзлых грунтах осуществляется через определенные конструкции фундаментов, в качестве которых используются известные типы фундаментов с учетом проработки дополнительных конструктивных мер, направленных на восприятие возможных осадок основания. В районах совместного проявления влияния сейсмических воздействий при наличии залегания многолетнемерзлых грунтов по принципу II, для реализации метода постепенного оттаивания разработаны специальные конструкции фундаментов в виде сплошных пространственных фундаментных платформ [16]. За счёт большой площади опирания платформа имеет большую жесткость и оказывает пониженное давление на грунт,



поэтому эта конструкция мало чувствительна к неравномерным осадкам грунта. Исследования сейсмостойкости такой конструкции на примере фундаментов для транспортных сооружений в районах распространения вечной мерзлоты показали её высокую эффективность и надёжность [5].

Принцип сейсмоизоляции при использовании многолетнемёрзлых грунтов по принципу II наиболее целесообразен при замене сжимаемой толщи грунта на недеформируемое основание с применением обычных, хорошо зарекомендовавших себя фундаментных конструкций. В этом случае реализация принципа сейсмоизоляции осуществляется обычным способом, путём введения различных податливых опорных элементов в фундаментную часть здания. В качестве опорных элементов могут быть использованы кинематические фундаменты различного вида, пружинные элементы, «гибкий нижний этаж» и другие решения. Впервые системы сейсмоизоляции в виде адаптивной конструкции сейсмозащиты была внедрена в проектах крупнопанельных зданий 122 серии в г. Северобайкальске в жилых зданиях для БАМа. В разработке этой конструкции принимали участие специалисты ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко и СПбЗНИИЭП под руководством профессора Айзенберга Я.М. Мёрзлые грунты основания использовались по принципу II с заменой и уплотнением грунта, с последующей установкой на это основание жестких, перекрестных, монолитных ленточных фундаментов. Подвальная часть здания была выполнена в конструкциях «гибкого нижнего этажа» с выключающимися связями. Функцию гибкого этажа выполняли податливые опорные элементы в виде каркасных стоек. Примеры возможной реализации податливых опорных элементов в конструкциях сейсмоизолирующих фундаментов представлены в работе [18].

С момента строительства зданий 122 серии в г. Северобайкальске прошло уже более 40 лет. За это время примененная система сейсмозащиты показала высокую степень надежности во время прошедших землетрясений.

## **Выводы**

1. Сочетание сложных природных факторов, таких, как наличие сейсмической активности и многолетнемёрзлые грунты, залегающие в основании сооружений, диктует необходимость внедрения в практику строительства современных и апробированных подходов, позволяющих обеспечить надежность и безопасность функционирования строительных объектов в рассматриваемых условиях, среди которых наиболее эффективным является принцип сейсмоизоляции.

2. Принцип сейсмоизоляции может быть использован при строительстве зданий, сооружений на многолетнемёрзлых грунтах основания как по принципу I, так и по принципу II.

3. При применении сейсмоизоляции и строительстве по принципу I на многолетнемёрзлых грунтах использование свайного фундамента с высоким ростверком является наиболее предпочтительным конструктивным решением. При этом необходимо обеспечить одновременно прочность и гибкость опорных элементов, роль которых выполняют сваи, а также учесть необходимость влияния изгибающего момента в стойках (сваях) от продольной нагрузки. Кроме того, в конструкциях свайного фундамента, для обеспечения его работоспособности при опасных сейсмических воздействиях, например, низкочастотного характера, следует предусматривать дополнительные элементы гашения колебаний.

4. Применение принципа сейсмоизоляции в условиях строительства на многолетнемёрзлых грунтах по принципу II наиболее целесообразно в условиях предпостроечного оттаивания, при замене сжимаемой толщи грунта на недеформируемое основание со стабильными прочностными характеристиками и с применением

традиционных конструкций фундаментов, в которых реализация принципа сейсмоизоляции осуществляется обычным путем – введением в конструкции фундаментов податливых опорных элементов различного вида. Подбор параметров этих элементов определяется с учетом известных рекомендаций, например, представленных в [19].

5. Применение принципа сейсмоизоляции в условиях строительства на многолетнемерзлых грунтах по принципу II, при допущении оттаивания мерзлого грунта в процессе эксплуатации здания, требует специального обоснования и исследования.

6. При строительстве зданий по принципу II с учетом допущения оттаивания грунта в процессе эксплуатации, расчетными исследованиями подтверждено, что наиболее сейсмостойкими конструкциями фундаментов являются конструкции, выполненные в виде пространственных жестких платформ, представленные в [16].

### Список литературы

1. Харитонов В.А. Сейсмостойкое строительство на вечномёрзлых грунтах. Л.: Строительство, Лен. отд. 1980. 79 с.
2. Айзенберг Я.М., Смирнов В.И. и др. Эффективные системы сейсмоизоляции. Исследование, проектирование, строительство // *Сб. ВНИИТПИ, Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2002. №7. С. 31–37.
3. Смирнов В.И. Сейсмоизоляция для вновь проектируемых и усиления существующих зданий // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2004. № 4. С. 49–54.
4. Belash T.A. Design peculiarities of foundation structures in permafrost and seismically active areas. Proceedings in Earth and geosciences. Vol 2. Geotechnics fundamentals and applications in constructions. Edited By Mangushev R., Zhusupbekov A., Sakharov I. <https://doi.org/10.1201/9780429058882/> 2019 г. 36–44 pp.
5. Belash T.A., Uzdin A.M. Effects of Permafrost on Earthquake Resistance of Transport Facilities in the Baikal–Amur Mainline Area. Proceedings in Cold Regions. Volume 1. /Petriavena Konon A. Lecture notes in Civil Engineering. Vol. 49, 79–95 pp. [https://doi.org/10.1007/978-981-15-04501\\_9](https://doi.org/10.1007/978-981-15-04501_9). Springer. Singapore. 2020
6. Справочник по строительству на вечномерзлых грунтах / Под ред. Ю.Я. Велли, В.И. Докучаева, Н.Ф. Федорова. Л.: Строительство, Лен. отд., 1977. 552 с.
7. Шевцов К.К. Проектирование зданий для районов с особыми природно-климатическими условиями. Учебное пособие. М.: Высшая школа, 1986. 232 с.
8. Белаш Т.А., Уздин А.М. Железнодорожные здания для районов с особыми природно-климатическими условиями и техногенными воздействиями. Учебник для вузов ж-д. транспорта. Москва: Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте. 2007. 370 с.
9. Алексеев А.Г. Правила проектирования оснований и фундаментов на многолетнемерзлых грунтах по I принципу строительства Москва, 2020.
10. Алексеев А.Г., Рабинович М.В. Влияние изменяющегося климата на техническое состояние зданий и сооружений арктического региона России на примере городского округа Воркута *Вестник НИЦ Строительство*. 2019. № 4 (23). С. 35-43.
11. Абакаров М.С. К вопросу применения свайных фундаментов с высоким ростверком в сейсмостойком строительстве. Труды международной научно-практической конференции «Новые строительные тренды в 21 веке». Алма-Ата: АО «КазНИИСА». 2017. С. 27–31.
12. Аубакиров А.Т. Сейсмоизолирующие свайные фундаменты. Алма-Ата: Казахстан. 1988. 166 с.
13. Belash T.A., Mitrofanova M.N. Pile Foundations for Areas With a Joint Manifestation of Permafrost and High Seismic Activity. Рецензируемый журнал TOP



Conference series: *Materials Science and Engineering (MSE)*. 463 (2018) 022076  
<https://doi.org/10.1088/1757-899x/463/2/0220i>

14. Уздин А.М. Энергопоглощение в системах сейсмозащиты зданий и сооружений: монография / А.М. Уздин, Т.А. Белаш. С-Пб: ФГБОУ ВО ПГУПС. 2020. 178 с.

15. Белаш Т.А., Сергеев Д.А. О возможности использования высокого свайного ростверка в качестве элемента сейсмоизоляции для зданий, возводимых в районах вечной мерзлоты // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2015. № 4. С. 45–47.

16. Абовский Н.П., Енджиевский Л.В., Надеяев В.Д. Новые конструктивные решения для сейсмостойкого строительства в особых грунтовых условиях // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2004. № 3. С. 30–32.

17. Belash T.A., Ivanova T.V. Earthquake resistance of buildings on thawing permafrost grounds. *Magazine of Civil Engineering [Inzhenerno-stroitel'nyj zhurnal]*. 2020, no. 01(93), pp. 50–59 (2020) <https://doi.org/1018720-MCE.93.5>

18. Белаш Т.А. Конструктивное исполнение элементов повышенной податливости в системах сейсмоизоляции // *Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений*. 2021. № 1(50). С. 18–23.

19. Уздин А.М., Долгая А.А. Расчет элементов и оптимизация параметров сейсмоизолирующих фундаментов. М.: ВНИИТПИ, 1997. 76 с.

## References

1. Haritonov V.A. Sejsmostojkoe stroitel'stvo na vechnomerzlykh gruntakh. L.: Stroitel'stvo, Len. otd. 1980. 79 p.

2. Eizenberg Ya.M., Smirnov V.I. i dr. Ehffektivnye sistemy sejsmoizolyacii. Issledovanie, proektirovanie, stroitel'stvo. Sb. *VNIINTPI, Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2002, no.7, pp. 31–37. (In Russian)

3. Smirnov V.I. Sejsmoizolyatsiya dlya vnov' proektiruemykh i usileniya sushchestvuyushchikh zdaniy. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2004, no.4, pp. 49–54. (In Russian)

4. Belash T.A. Design peculiarities of foundation structures in permafrost and seismically active areas. Proceedings in Earth and geosciences. Vol 2. Geotechnics fundamentals and applications in constructions. Edited By Mangushev R., Zhusupbekov A., Sakharov I. Doi: <https://doi.org/10.1201/9780429058882/> 2019 g. 36–44 pp.

5. Belash T.A., Uzdin A.M. Effects of Permafrost on Earthquake Resistance of Transport Facilities in the Baikal–Amur Mainline Area. Proceedings in Cold Regions. Volume 1. /Petriavna Konon A. Lecture notes in Civil Engineering. Vol. 49, 79–95 pp. [https://doi.org/10.1007/978-981-15-04501\\_9](https://doi.org/10.1007/978-981-15-04501_9). Springer. Singapore. 2020

6. Spravochnik po stroitel'stvu na vechnomerzlykh gruntakh / Pod red. Yu.Ya. Velli, V.I. Dokuchaeva, N.F. Fedorova. L.: Stroitel'stvo, Len. otd., 1977. 552 p. (In Russian)

7. Shevtsov K.K. Proektirovanie zdaniy dlya rajonov s osobymi prirodno-klimaticheskimi usloviyami. Uchebnoe posobie. M.: Vysshaya shkola, 1986. 232 p. (In Russian)

8. Belash T.A., Uzdin A.M. Zheleznodorozhnye zdaniya dlya rajonov s osobymi prirodno-klimaticheskimi usloviyami i tekhnogennymi vozdeystviyami. Uchebnyk dlya vuzov zh-d. transporta. Moskva: Uchebno-metodicheskij centr po obrazovaniyu na zheleznodorozhnom transporte. 2007. 370 p. (In Russian)

9. Alekseev A.G. Rules for designing foundations and foundations on permafrost soils according to the First principle of construction Moscow, 2020.

10. Alekseev A.G., Rabinovich M.V. The influence of changing climate on the technical condition of buildings and structures in the Arctic region of Russia on the example of the Vorkuta urban district Bulletin of JSC RCC. 2019. No. 4 (23). pp. 35-43.9.

11. Abakarov M.S. K voprosu primeneniya svajnykh fundamentov s vysokim rostverkom v sejsmostojkom stroitel'stve. Trudy mezhdunarodnoj nauchno-prakticheskoy konferencii «Novye stroitel'nye trendy v 21 veke». Alma-Ata: AO «KaZNIISA». 2017, pp. 27–31. (In Russian)
12. Aubakirov A.T. Sejsmoizoliruyushchie svajnye fundamenty. Alma-Ata: Kazakhstan. 1988. 166 p. (In Russian)
13. Belash T.A., Mitrofanova M.N. Pile Foundations for Areas With a Joint Manifestation of Permafrost and High Seismic Activity. *Recenziruemyj zhurnal TOP Conference series: Materials Science and Engineering (MSE)*. 463 (2018) 022076 <https://doi.org/10.1088/1757-899x/463/2/022076>
14. Uzdin A.M. Ehnergopogloshchenie v sistemakh sejsmozashchity zdaniy i sooruzhenij: monografiya / A.M. Uzdin, T.A. Belash. S-Pb: FGBOU VO PGUPS. 2020. 178 p. (In Russian)
15. Belash T.A., Sergeev D.A. O vozmozhnosti ispol'zovaniya vysokogo svajnogo rostverka v kachestve ehlementa sejsmoizolyatsii dlya zdaniy, vozvodimykh v rajonakh vечноj merzloty. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2004, no. 3, 30–32 pp. (In Russian)
16. Abovskij N.P., Endzhievskij L.V., Nadelyaev V.D. Novye konstruktivnye resheniya dlya sejsmostojkogo stroitel'stva v osobykh gruntovykh uslovij. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2015, no. 4, pp. 45–47 (In Russian)
17. Belash T.A. Ivanova T.V. Earthquake resistance of buildings on thawing permafrost grounds. *Magazine of Civil Engineering [Inzhenerno-stroitel'nyj zhurnal]*. 2020, no. 01 (93), pp. 50–59. (2020) <https://doi.org/10.18720-MCE.93.5>
18. Belash T.A. Konstruktivnoe ispolnenie ehlementov povyshennoj podatlivosti v sistemakh sejsmoizolyatsii. *Prirodnye i tekhnogennye riski. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2021, no. 1(50), pp.18–23. (In Russian)
19. Uzdin A.M., Dolgaya A.A. Raschet ehlementov i optimizatsiya parametrov sejsmoizoliruyushchikh fundamentov. M.: VNIINTPI, 1997. 76 p. (In Russian)

#### Данные об авторах / Informations about authors

**Белаш Татьяна Александровна**, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры «Строительные сооружения, конструкции и материалы» АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

**Belash Tatiana A.**, Dr.Sci. (Engineering), Professor, Professor of the Department "Building Structures, Structures and Materials" of JSC RCC. Moscow, Russian Federation

**Бубис Александр Александрович**, зам. руководителя ЦИСС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

[alububis@gmail.com](mailto:alububis@gmail.com)

**Bubis Alexander A.**, deputy chief of Structures Earthquake Resistance Research Center of TSNIISK named after V.A. Koucherenko of JSC RCC. Moscow, Russian Federation

[alububis@gmail.com](mailto:alububis@gmail.com)

**Смирнова Любовь Николаевна**, кандидат технических наук, Ученый секретарь АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

[lyubovsmirnova80@gmail.com](mailto:lyubovsmirnova80@gmail.com)

**Smirnova Lyubov N.**, Cand. Sci. (Engineering), Scientific secretary of JSC RCC. Moscow, Russian Federation

[lyubovsmirnova80@gmail.com](mailto:lyubovsmirnova80@gmail.com)

**Ставницер Леонид Рувимович**, доктор технических наук, профессор, главный специалист НИИОСП им Н.М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

**Stavnitser Leonid R.**, Dr.Sci. (Engineering), Professor, Chief Specialist of the NIIOSP named after N.M. Gersevanov of JSC RCC. Moscow, Russian Federation

УДК 624.042.7; 624.01; 550.34

DOI [10.37153/2618-9283-2022-5-31-46](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-31-46)

### ***Теоретические и экспериментальные исследования***

#### **Оценка сейсмостойкости зданий из железобетона на стадии проектирования**

**Тихонов И.Н.<sup>1</sup>, Крылов С.Б.<sup>2</sup>, Звездов А.И.<sup>3</sup>, Смирнова Л.Н.<sup>4</sup>, Тихонов Г.И.<sup>5</sup>,  
Гончаров Е.Е.<sup>6</sup>  
<sup>1,2,3,4,5,6</sup> АО «НИЦ «Строительство»**

**Аннотация:** При индивидуальном строительстве в сейсмических районах проектировщику приходится часто решать задачи, нарушающие отдельные требования нормативной документации по конфигурации и этажности здания, архитектурно-планировочным решениям его внутреннего и подземного пространства. В этом случае требуется разработка специальных технических условий (СТУ) с компенсирующими данные отступления мероприятиями, обеспечивающими высокую сейсмостойкость объектов строительства. В статье рассматривается возможность применения технологии пластического деформирования несущих конструктивных элементов здания для обеспечения сейсмостойкости объекта, а также предложен метод оценки степени пластической работы конструкции.

**Ключевые слова:** сейсмостойкость, сейсмоизоляция, компенсирующие мероприятия, диссипация, акселерограмма, пластическая деформация

**Для цитирования:** Тихонов И.Н., Крылов С.Б., Звездов А.И., Смирнова Л.Н., Тихонов Г.И., Гончаров Е.Е. Оценка сейсмостойкости зданий из железобетона на стадии проектирования // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2022. №5. С. 31-46 DOI [10.37153/2618-9283-2022-5-31-46](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-31-46)

### ***Theoretical and experimental studies***

#### **Assessment of earthquake resistance of reinforced concrete buildings at the design stage**

**Tikhonov I.N.<sup>1</sup>, Krylov S.B.<sup>2</sup>, Zvezdov A.I.<sup>3</sup>, Smirnova L.N.<sup>4</sup>, Tikhonov G.I.<sup>5</sup>,  
Goncharov Ye.Ye.<sup>6</sup>  
<sup>1,2,3,4,5,6</sup> JSC RCC**

**Abstract:** During individual construction in seismic areas, the designer often has to solve problems that violate certain requirements of regulatory documentation on the configuration and number of storeys of the building, architectural and planning solutions of its internal and underground space. In this case, it is necessary to develop special technical conditions (STC) with compensating measures for these deviations, ensuring high seismic resistance of construction objects. The article considers the possibility of using the technology of plastic deformation of the bearing structural elements of the building to ensure the seismic resistance of the object, and also

@ Тихонов И.Н., Крылов С.Б., Звездов А.И., Смирнова Л.Н., Тихонов Г.И., Гончаров Е.Е., 2022

offers a method for assessing the degree of plastic work of the structure.

**Keywords:** seismic resistance, seismic isolation, compensating measures, dissipation, accelerogram, plastic deformation

**For citation:** Tikhonov I.N., Krylov S.B., Zvezdov A.I., Smirnova L.N., Tikhonov G.I., Goncharov Ye.Ye. Assessment of earthquake resistance of reinforced concrete buildings at the design stage // *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2022, no. 5, pp. 31–46. (In Russian)

**DOI** [10.37153/2618-9283-2022-5-31-46](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-31-46)

## Введение

Наиболее часто в качестве компенсирующего мероприятия, повышающего сейсмостойкость объекта строительства в разрабатываемых для этого специальных технических условиях (СТУ) рекомендуется использование сейсмоизоляции конструкций здания от его грунтового основания. В связи с этим, проектировщикам рекомендуется осуществлять разработку СТУ с научно-техническим сопровождением специализированными научными организациями, имеющими практический опыт в решении поставленных задач по обеспечению сейсмостойкости проектируемого объекта тем или иным способом. Одним из возможных способов является обеспечение пластического деформирования несущих конструктивных элементов при сейсмическом воздействии, определяющего диссипацию энергии за счёт раскрытия шарниров пластичности и перераспределения усилий.

Декларация необходимости пластического деформирования основных несущих конструктивных элементов зданий и сооружений из железобетона присутствует как в отечественных, так и зарубежных нормах проектирования в сейсмических районах.

Более того, способность к пластическому деформированию зданий с разными конструктивными решениями установлена СП 14.13330.2018 использованием в расчётах коэффициентов  $K_I$ , учитывающих допустимые повреждения зданий и сооружений при сейсмическом воздействии и понижающих, в связи с этим, в 3–4 раза сейсмическую нагрузку.

Используя коэффициент  $K_I$  в сейсмических расчётах на воздействия расчётного землетрясения (РЗ), проектировщик как бы констатирует обязательное пластическое деформирование расчётных сечений основных несущих элементов данного объекта строительства на данном этапе нагружения.

Данная предпосылка требует более убедительного обоснования, для чего предлагается СП 14.13330.2018 на втором этапе проектирования выполнять расчёты на действие контрольного землетрясения (КЗ), результаты которого предусматривают оценку общей устойчивости, неизменности, однородности конструкций сооружения, способности конструкций здания к перераспределению внешнего сейсмического воздействия за счёт формирования пластических шарниров и иных нелинейных эффектов.

Расчёты, соответствующие КЗ, следует выполнять: во временной области с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм, по теории предельного равновесия с учётом расчётных положений п. 5.5 СП 14.13330.2018 или с использованием иных научно обоснованных методов.

Прежде чем приступить к расчётам на РЗ необходимо уточнить конструктивный тип здания. Отнесение здания к тому или иному типу не является простой формальностью. Тип

здания влияет на величину коэффициента  $K_I$ , значение которого принимается по таблице 5.2 СП 14.13330.2018 для разных типов здания или сооружения.

Это, в свою очередь, серьёзно влияет на величину сейсмической нагрузки, действующей на элементы. При стеновой конструктивной системе  $K_I = 0,25$ , а при каркасной  $K_I = 0,35 \div 0,4$ .

Наличие часто применяющихся в конструктивной системе зданий пилонов, занимающих промежуточное значение между стенами и колоннами стеновой и каркасной систем, предполагает выполнение необходимой их количественной оценки, например, по рекомендациям п. 5.1.2 Еврокода 8.

В соответствии с определением, приведённым в этом документе, к стеновым относятся конструктивные системы, в которых сопротивление сдвигу, обеспечиваемое стенами, достигает 65% от общего сопротивления сдвигу всей конструктивной системы.

После уточнения коэффициента  $K_I$  и выполнения расчёта на воздействие РЗ следует выполнить анализ полученных результатов по армированию элементов на способность расчётных сечений к пластическому деформированию при сейсмической нагрузке данного уровня.

Это необходимо для исключения хрупкого разрушения по бетону и предотвращения прогрессирующего обрушения конструкций.

В данном случае осуществляется анализ армирования расчётных сечений с наибольшими усилиями растяжения в арматуре и сжатия в бетоне, полученными в результате расчёта на воздействие РЗ.

Для этих расчётных сечений проверяется выполнение условия (1).

$$\xi_{min.d} < \xi_d \leq \xi_{Rd}, \quad (1)$$

где  $\xi_d$  – относительная высота сжатой зоны бетона, определяемая из условия равновесия внутренних усилий по СП 63.13330.2018 при расчётном динамическом сопротивлении бетона  $R_{bd}$  и арматуры при растяжении ( $R_{sd}$ ) и сжатии ( $R_{scd}$ ).

Эти характеристики следует определять путём умножения величин их нормативных сопротивлений ( $R_{sn}=R_{scn}$ ;  $R_{bn}$ ) по СП 63.13330.2018 на значения коэффициентов условий работы (динамического упрочнения) по таблице 1.

$\xi_{Rd}$  – граничная относительная сжатой зоны бетона, определяемая при выполнении условий п. 6.7.2 СП 14.13330.2018.

Таблица 1

Материал	Усилия	Коэффициент динамического упрочнения	Без арматуры в сжатой зоне	С арматурой в растянутой и сжатой зоне			
				A400	A500 (A500С, A500СП, Ау500СП, Ав500П)	A600	A800 A1000
1	2	3	4	5	6	7	8
Арматура	Растяжение	$\gamma_{sv}$	Как в 5,6,7,8	1,16	1,1	1,05	1,0
	Сжатие	$\gamma_{scv}$	-	1,1	1,1	1,0	1,0
Бетон	Сжатие	$\gamma_{bcv}$	1,2	1,1	1,2	1,2	1,2

Таблица 2

Расчётные характеристики		Класс арматуры	
		А500 (А500С, А500СП, А <sub>у</sub> 500СП, А <sub>в</sub> 500П)	
$R_{sn}/R_{sd}$ , МПа		500/550	
$\xi_{min,d}$	В30	0,054	
	В40	0,045	
	В50	0,038	
$\xi_{Rd}$		0,25	
$\bar{K}_{pld}$		10,5	
$\varepsilon_{s2d}$	В30, В40	0,025	
	В50, В60	Для 7 баллов 0,025; для 8-9 баллов 0,035	

$\xi_{min,d}$  – минимально допустимая высота сжатой зоны бетона рассматриваемого сечения, предотвращающая разрыв арматуры, определяемая по формуле (2). [1]

$$\xi_{min,d} = \frac{0,78\varepsilon_{bmd}\omega_d E_s}{\bar{K}_{pld} R_{sd} + E_s(0,002\bar{K}_{pld} + \varepsilon_{bmd}\omega_d)}, \quad (2)$$

где

$$\varepsilon_{bmd} = 0,002 / \left(1 - \frac{\omega_d}{1,1}\right);$$

$$\omega_d = 0,85 - 0,006R_{bd};$$

$$\bar{K}_{pld} = \frac{\varepsilon_{s2d} E_s}{R_{sd} + 0,002E_s}.$$

В таблице 2 приведены расчётные характеристики  $\xi_{min,d}$  и  $\xi_{Rd}$  рекомендуемые при проектировании.

При выполнении условия (1)  $\xi_d$  расчётных сечений может иметь значения в диапазоне от  $\xi_{min,d} = 0,054$  до  $\xi_{Rd} \approx 0,25$ . Таким образом деформации в растянутой арматуре, оцениваемой на способность к пластическому деформированию сечений, могут отличаться более чем в 5 раз.

В работах [1,2] приводится зависимость коэффициента динамичности ( $K_{dv}$ ) от коэффициента пластичности расчётных сечений ( $K_{pld}$ ) (3).

$$K_{dv} = \frac{K_{pld}}{K_{pld} - 0,5}; \quad (3)$$

где

$$K_{pld} = \frac{\varepsilon_{bmd}\omega_d E_s(0,78 - \xi_d)}{\xi_d(R_{sd} + 0,002E_s)}. \quad (4)$$

На рисунке 1 приводятся графики зависимости  $K_{dv}$  от  $K_{pld}$  и  $\xi_d$ , которые могут быть использованы при проектировании.



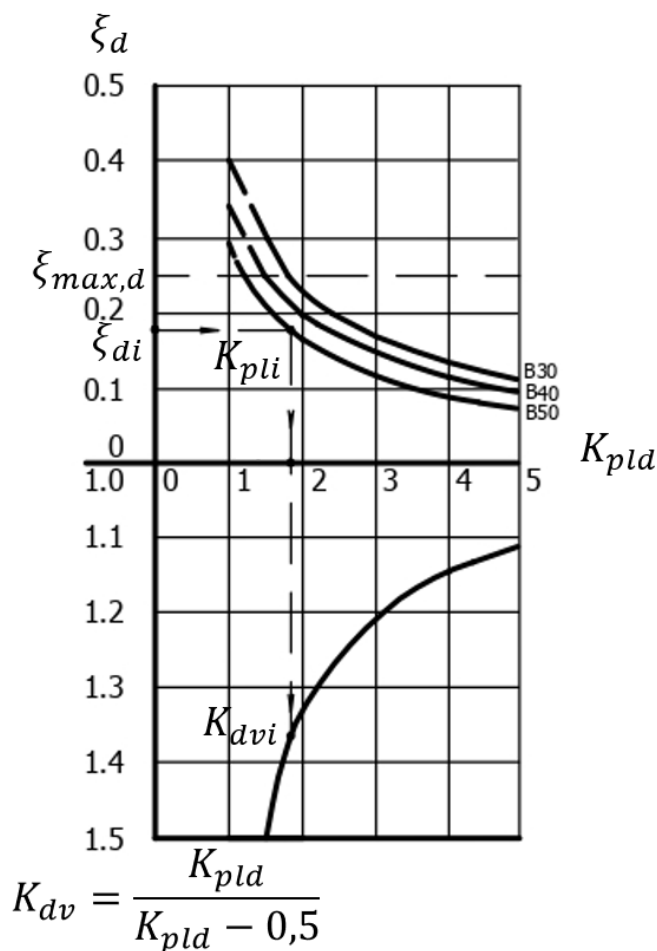


Рисунок 1 – Зависимость для арматуры класса прочности А500,  $K_{dv}$  от  $K_{pld}$  и  $\xi_d$

Figure 1 – Dependence of  $K_{dv}$  on  $K_{pld}$  and  $\xi_d$  for A500 strength class reinforcement

Можно видеть, что  $K_{pld}$  изменяется в диапазоне допустимых значений  $\xi_d$  от 1 до 5.

При  $\xi_d$  близких к 0,1 коэффициент пластичности близок к 5, а коэффициент динамичности приближается к  $K_{dv} \approx 1$ . В этом случае геометрия расчётного сечения и его армирование не требует изменений, шарнир пластичности образуется, диссипация энергии внешнего воздействия обуславливается.

В случае  $\xi_d > 0,1$  и  $K_{pld} < 5$  для корректировки  $K_{dv}$  в сторону уменьшения целесообразно рассмотреть вопрос об изменении геометрии расчётных сечений рассматриваемого несущего элемента путём увеличения высоты плиты перекрытия, образования капителей вертикальных элементов (колонн, пилонов), вутов у балок, использования контурных утолщений приопорных участков плоских плит перекрытия, обвязочных балок и др. В этом случае производится снижение площади растянутой арматуры, так как и при меньшем армировании, за счёт увеличения плеча внутренней пары сил в бетоне сжатой зоны и в растянутой арматуре, несущая способность сечения сохраняется.

При отсутствии возможности изменения геометрии рассматриваемого элемента влияние динамической составляющей сейсмического воздействия может быть компенсировано путём увеличения прочности бетона и площади растянутого и сжатого армирования, при сохранении требований (1) и (5).

$$x \geq 2a' \tag{5}$$

где  $x$  – расчётная высота сжатой зоны бетона;



$a'$  – толщина защитного слоя бетона сжатой арматуры, учитываемой в расчётах с полным сопротивлением.

В этом случае условия образования и раскрытия шарниров пластичности изменяются, что может отразиться на результатах повторного расчёта, при том же значении  $K_I=0,25$ .

Выполненная оценка пластичности и корректировка расчётных сечений наиболее нагруженных железобетонных элементов позволит ещё на ранней стадии проектирования обосновать правильность использования в расчётах на воздействие РЗ коэффициента  $K_I$ .

Влияние геометрических параметров и армирования на пластические характеристики нормальных сечений изгибаемых элементов исследовалось при испытаниях опытных железобетонных балок в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева.

Испытывались 2 серии балок с поперечным сечением 120x200x1800 мм и 120x300x1800 мм по 8 балок в каждой серии.

Армирование и высота сечения балок подбирались из условия обеспечения их равнопрочности.

Балки высотой 200 мм армировались в растянутой зоне двумя стержнями диаметром 16 мм класса Ав500П и Ав600П, а балки высотой 300 мм – двумя стержнями диаметром 12 мм класса Ав500П.

Разница в площади армирования составляла 43,8% при увеличении площади бетона на 33,3%. Образцы изготавливались из бетона класса В30 и В60.

Геометрические размеры балок, их армирование, схема нагружения и расстановка приборов опытных балок приведены на рисунке 2.

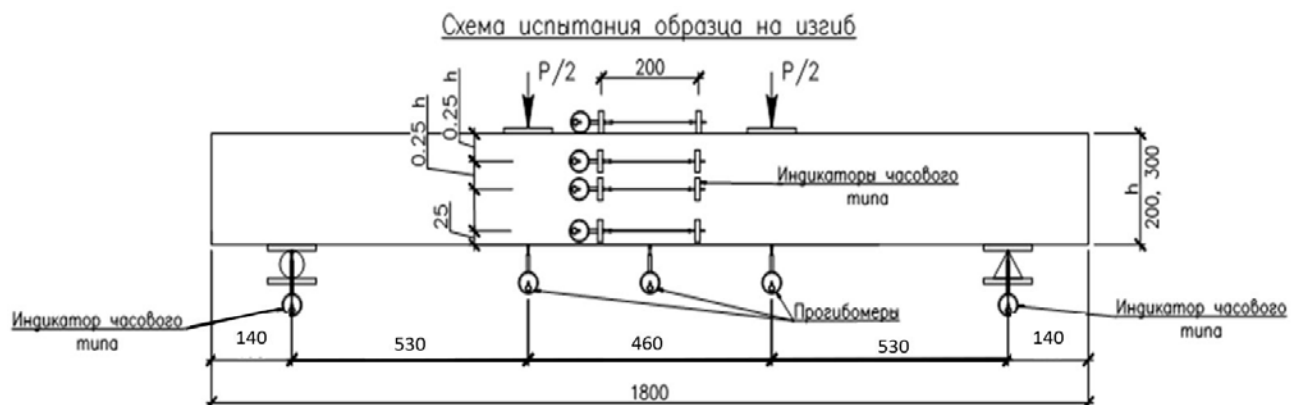
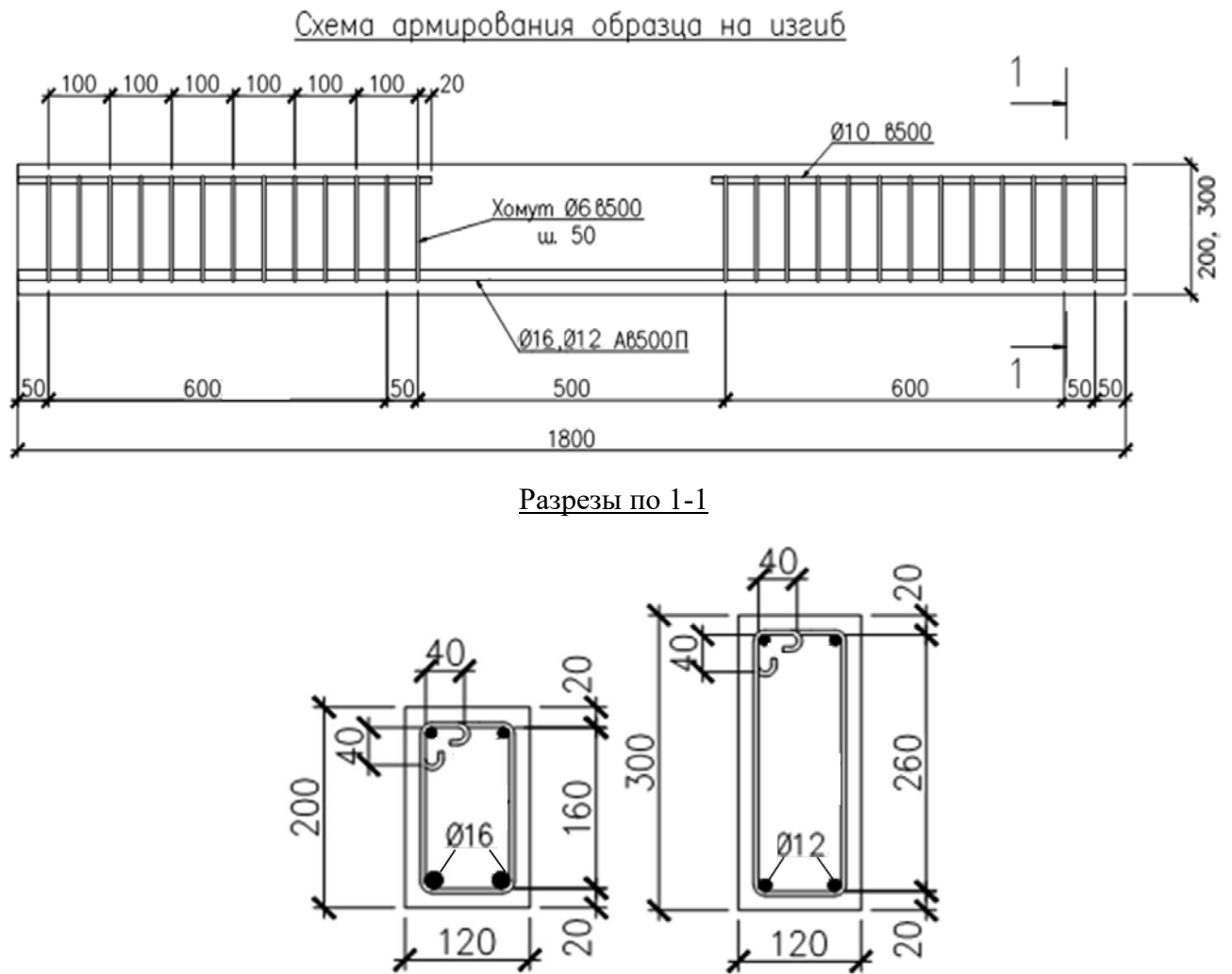


Рисунок 2 – Схемы армирования, расстановки приборов при испытаниях образцов на изгиб

Figure 2 – Reinforcement schemes and arrangement of devices during bending tests of samples

Так как предполагалось тщательное исследование характера пластического деформирования балок в запредельной стадии, то есть после достижения предела текучести в арматуре, армирование сжатой зоны в нормальном сечении балок не предусматривалось, а измерение деформаций бетона и арматуры производилось с помощью приспособлений с использованием индикаторов часового типа (рисунок 2).

Испытания производились по истечении 28 суток нормального твердения на универсальной испытательной машине Instron 8802 250кН.

Образцы-балки загружались ступенями, не превышающими 10% от разрушающей нагрузки  $P_{test}$  до уровня, равного  $0,8 P_{test}$ . После этого ступени уменьшались до 5%  $P_{test}$  до достижения напряжениями в арматуре предела текучести. Дальнейшее нагружение производилось ступенями по 100 кгс до разрушения балок.

На рисунках 3, 4 и 5 приведены характерные результаты испытаний балок.

Характер развития прогибов, трещин, деформаций бетона и арматуры, а также их величины при разрушении значительно отличаются для балок с разной высотой поперечного сечения.

По опытным данным было установлено:

Для балок высотой 200 мм замеренные значения относительных деформаций растянутой арматуры в среднем составляли  $(400 \div 500) \times 10^{-5}$ .

Для балок высотой 300 мм средние относительные деформации арматуры были равны  $3000 \times 10^{-5}$ , а их максимальные значения доходили до  $6500 \times 10^{-5}$ .

Таким образом, пластические деформации растянутой арматуры при увеличении высоты сечения балок с 200 до 300 мм и снижении армирования с  $2\Phi 16$  мм до  $2\Phi 12$  мм увеличились более чем в 5 раз. Расчётные значения коэффициента пластичности  $K_{pl}$  составили:

Для балок с высотой 200 мм:

при  $R_{np}=409$  кгс/см<sup>2</sup> и  $\xi=0,26$ ,  $K_{pl} = 1,2$ ;

при  $R_{np}=677$  кгс/см<sup>2</sup> и  $\xi=0,15$ ,  $K_{pl} = 1,7$ .

Для балок с высотой 300 мм:

при  $R_{np}=409$  кгс/см<sup>2</sup>,  $\xi=0,089$ ,  $K_{pl} = 4,59$ ;

при  $R_{np}=677$  кгс/см<sup>2</sup>,  $\xi=0,053$ ,  $K_{pl} = 5,6$ .

Таким образом увеличение балок по высоте с 200 до 300 мм увеличило расчётное значение коэффициента пластичности  $K_{pl}$  при В30 в 3,8 раза, при В60 в 3,3 раза.

Следует отметить взрывной хрупкий характер разрушения балочных образцов с высотой 200 мм и  $\xi=0,26$  с вырывом значительной части бетона сжатой зоны (рисунок ба).

Разрушение образцов с высотой 300 мм и  $\xi=0,053 \div 0,089$  носило пластический характер с деформациями в растянутой арматуре, не превышающими допускаемые деформации разрыва (рисунок бб, бв). Это характерно при образовании шарнира пластичности в стадии нагружения железобетонных изгибаемых элементов, близкой к предельной, и необходимо для осуществления перераспределения усилий в конструктивной системе здания при сейсмическом нагружении с целью предотвращения его прогрессирующего обрушения.

Полученные опытные данные подтверждают правильность и целесообразность использования методики оценки способности к пластическому деформированию расчётных сечений несущих элементов, изложенной выше, с целью проверки и корректировки их геометрических характеристик и армирования для повышения сейсмостойкости зданий и сооружений из железобетона.

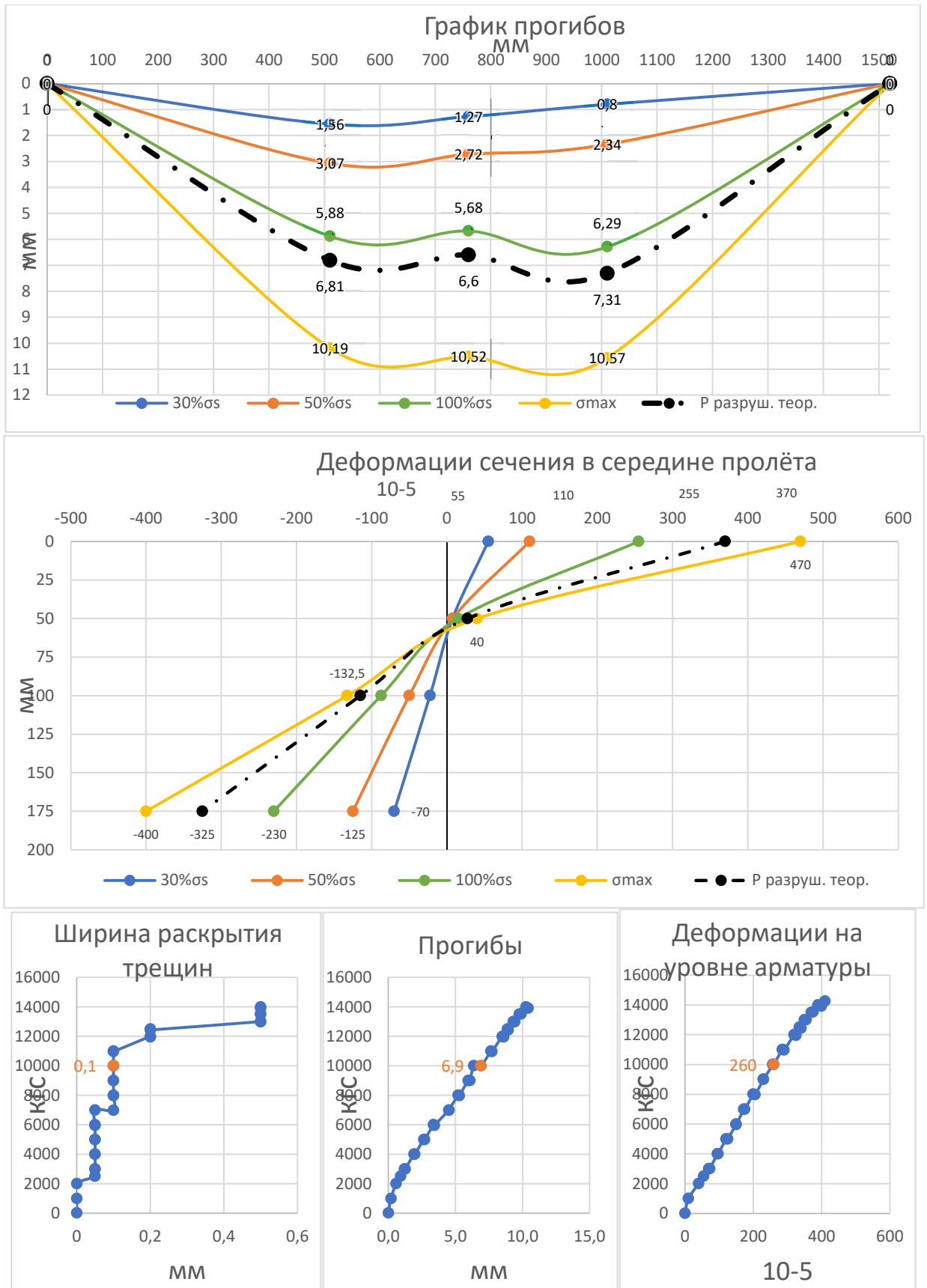


Рисунок 3 – Балка Б 1; 120 x 200 мм; В-30; Ав500П; Ø16;  $P_{test}=14250$  кгс

Figure 3 – B1 Beam; 120 x 200 mm; В-30; Ав500P; Ø16;  $P_{test}=14250$  kgf

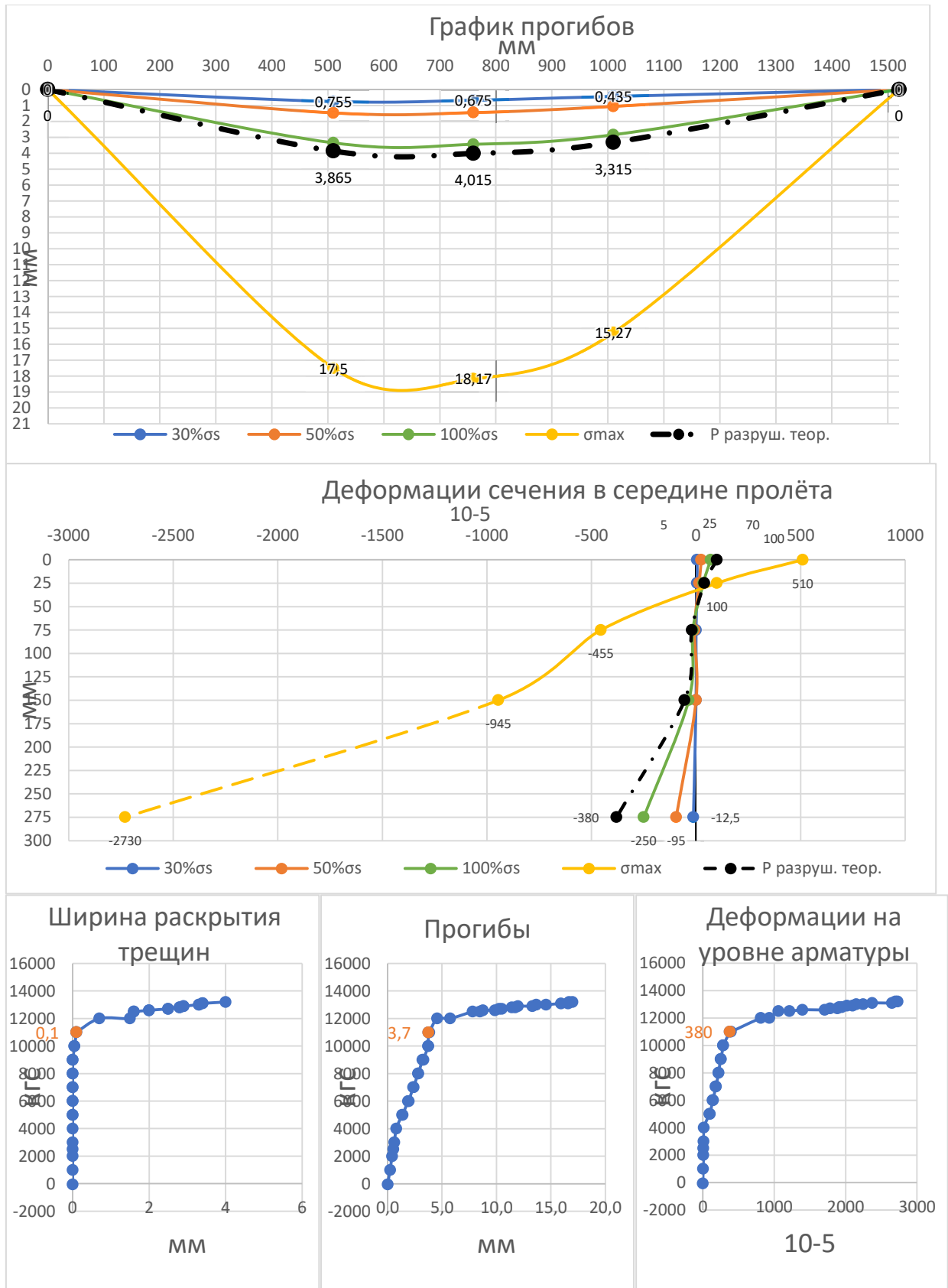


Рисунок 4 – Балка Б 2; 120 x 300 мм; В-30; Ав500П; Ø12;  $P_{test}=13400$  кгс

Figure 4 – B2 beam; 120 x 300 mm; В-30; Ав500P; Ø12;  $P_{test}=13400$  kgf

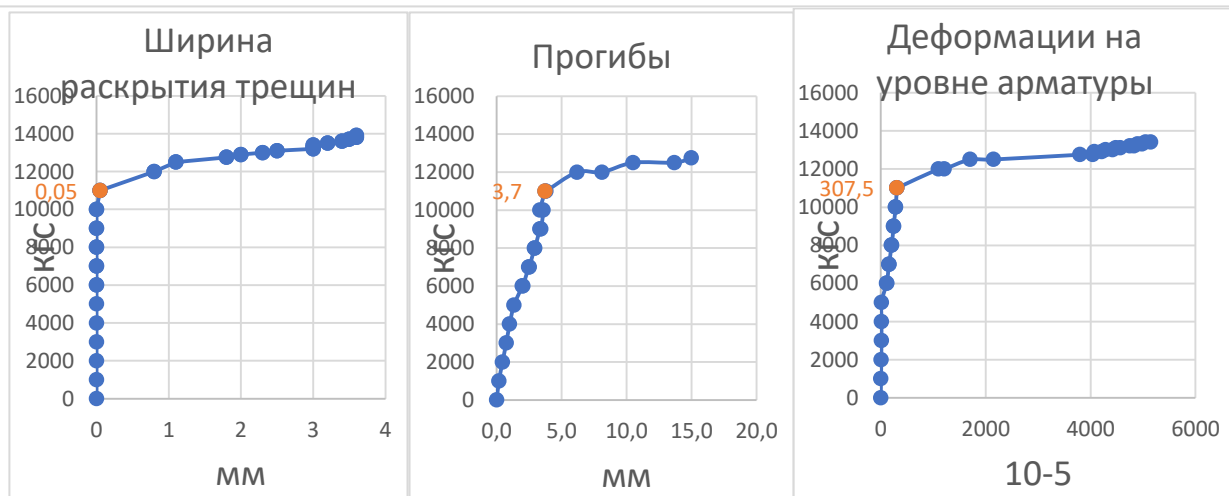
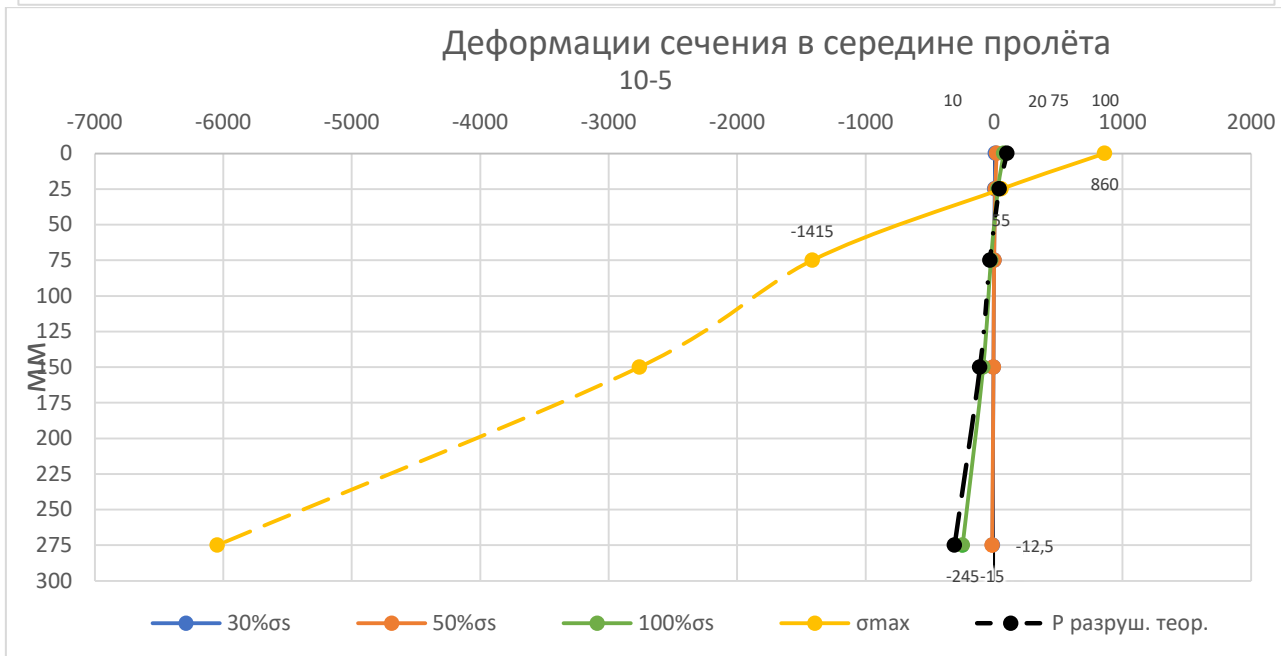
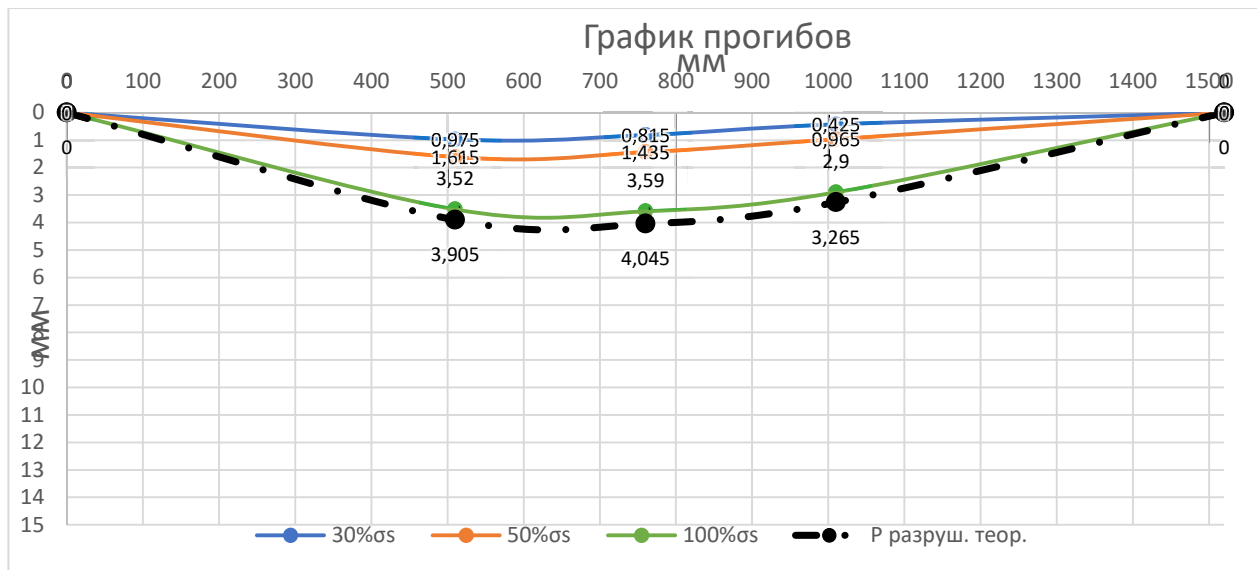


Рисунок 5 – Балка Б 3; 120 x 300 мм; В-60; Ав500П; Ø12;  $P_{test}=14000$  кгс

Figure 5 – B3 beam; 120 x 300 mm; В-60; Ав500P; Ø12;  $P_{test}=14000$  kgf



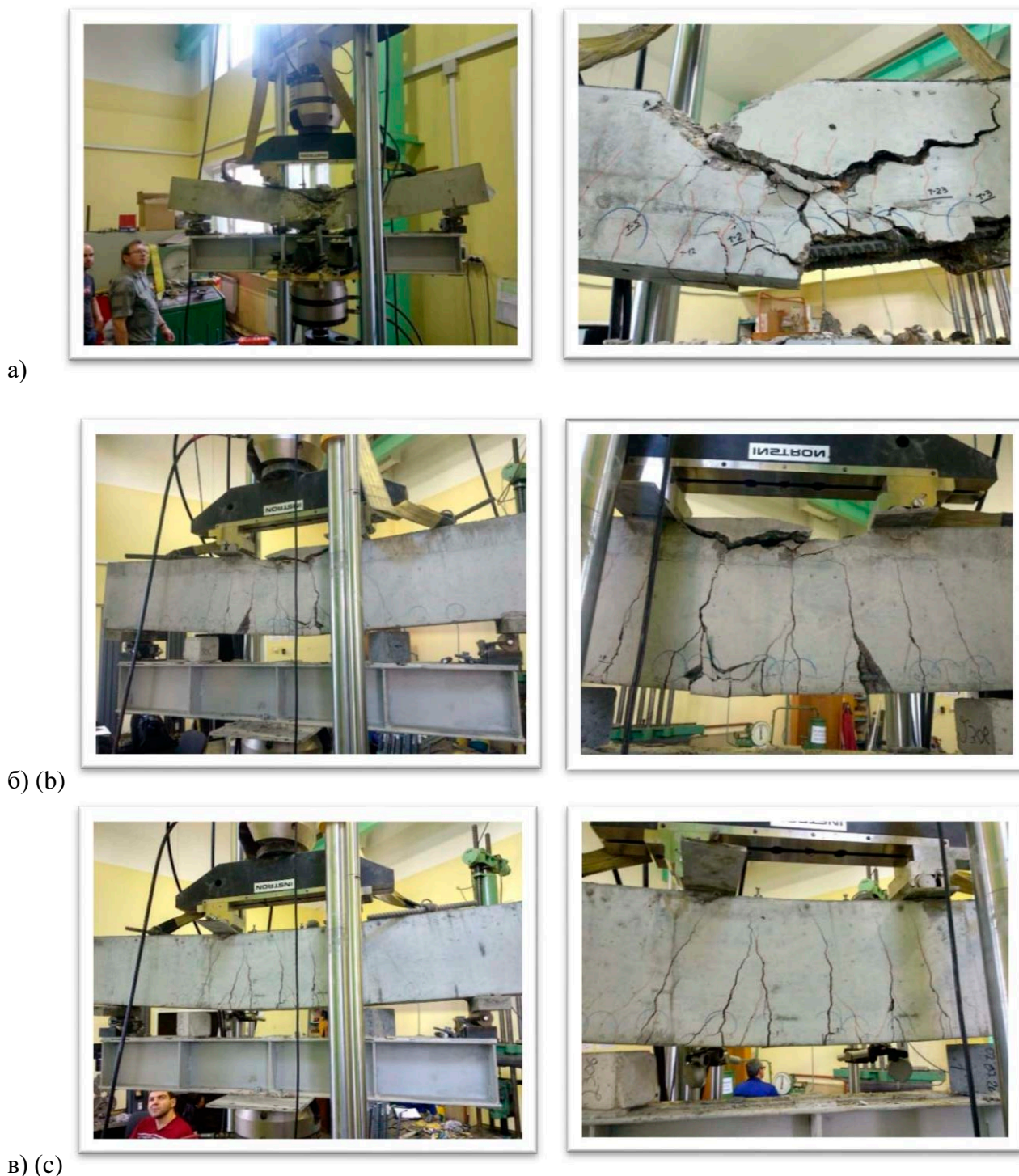


Рисунок 6 – Характер разрушения опытных балок: а) с  $h = 200$  мм ( $\xi=0,26$ ); б) с  $h = 300$  мм ( $\xi=0,089$ ); в) с  $h = 300$  мм ( $\xi=0,053$ ). а) и б) бетон В30, в) В60.

Figure 6 – The nature of the destruction of experimental beams: a) with  $h = 200$  mm ( $\xi= 0,26$ ); b) with  $h = 300$  mm ( $\xi=0,089$ ); c) with  $h = 300$  mm ( $\xi=0,053$ ). a) and b) concrete В30, c) В60.

Расчёты во временной области на действие КЗ важны не только с формальной стороны. Они целесообразны для оценки общей устойчивости, неизменяемости сооружения, подтверждения (или корректировки) принятого в расчётах на воздействие РЗ коэффициента  $K_f$ , способности конструкций здания к перераспределению усилий от внешнего

сейсмического воздействия за счёт формирования пластических шарниров, трещинообразования и других факторов, без прогрессирующего обрушения.

Для расчёта на КЗ во временной области используется армирование основных конструктивных элементов, принятое по результатам расчётов по РЗ модели и откорректированное по оценочной методике, изложенной выше.

Учёт нелинейного характера выполняется путём прямого задания диаграмм деформирования бетона и арматуры.

Для бетона разной прочности для назначения параметров и конфигурации диаграмм используют рекомендации СП 63.13330.2018 с расчётным сопротивлением, равным нормативному сопротивлению, умноженному на коэффициент динамического упрочнения бетона по таблице 1.

Значение предельной относительной деформации сжатия бетона при сейсмическом воздействии  $\varepsilon_{btd}=0,0035$ .

Для арматуры класса прочности А500 (А500С, А500СП, А<sub>у</sub>500СП, А<sub>в</sub>500П) следует использовать диаграмму деформирования с двумя наклонными участками.

Первый наклонный участок диаграммы аналогичен рекомендуемой в СП 63.13330.2018 диаграмме Прандтля. Напряжения, соответствующие расчётному сопротивлению при растяжении и сжатии при расчёте на сейсмические воздействия определяются путём умножения нормативного сопротивления арматуры на коэффициент её динамического упрочнения по таблице 1.

Второй наклонный участок соответствует деформированию арматуры в пластической стадии. Угол его наклона к оси X рекомендуется назначать от 3 до 5%, предельные относительные деформации растяжения при сейсмическом нагружении  $\varepsilon_{s2d}$  по таблице 2.

Следует ещё раз обратиться к смыслу коэффициента  $K_1$ . Формально в соответствии с СП 14.13330 он учитывает допускаемые повреждения зданий и сооружений. Но в большей степени он учитывает диссипацию энергии колебаний. Это подтверждается расчётами, о которых сказано ниже. В этом смысле он дополняет коэффициент  $K_\psi$  из таблицы 5.3 упомянутого СП.

Интересно сравнить подходы к учёту рассеяния энергии в СП 63.13330 и в Нормах проектирования сейсмостойких атомных станций НП-031-01. В этих нормах диссипация энергии тоже учитывается двояко. С одной стороны, вводится коэффициент, учитывающий особые условия эксплуатации, в том числе учитывающий возможность развития пластических деформаций в материале. С другой стороны, рассеяние энергии учитывается введением различных спектров коэффициентов динамичности для различных декрементов колебаний. При этом сами декременты принимаются различными не только для разных видов конструкций, но и для разных коэффициентов использования прочности материала (в среднем). Таким образом, по сути, декременты колебаний выбираются также исходя из величины пластических деформаций, возникающих в системе. Представляется целесообразным внести нечто подобное в свод правил «Строительство в сейсмических районах».

При подготовке данной статьи было проведено интересное исследование соответствия результатов расчёта спектральным методом и динамическим методом с прямым интегрированием уравнений движения для реального здания сложной формы в плане. Расчёт спектральным методом выполнялся при значении коэффициента  $K_1=0,25$ . При этом использовался график спектра ускорений на грунте, полученный при микросейсморайонировании площадки строительства. Расчёт динамическим методом выполнялся по сейсмограмме. Сейсмограмма была восстановлена по акселерограмме для площадки строительства. Сейсмограмма прикладывалась в качестве нагрузок в виде перемещений к опорным узлам расчётной схемы. Особенность данного численного исследования состояла в том, что обычно при расчёте динамическим методом, задаются пластические шарниры и непосредственно учитываются нелинейности в работе материала. В

данном исследовании расчёт был линейным, без пластических шарниров в модели. При этом все фактические нелинейности в работе материала учитывались введением логарифмического декремента колебаний, равного 0,31. Следует отметить, что такой декремент является сравнительно небольшим. Он соответствует затуханию 5% от критического и наиболее часто применяется для расчёта железобетонных конструкций. Упомянутый выше спектр ускорений тоже был построен для такого же затухания.

После выполнения этих двух видов расчётов, было выполнено сравнение сжимающих напряжений в наиболее нагруженных пилонах и стенах на разных этажах здания, а также сравнение изгибающих моментов в монолитных плитах перекрытий разных этажей. Для того, чтобы выбрать момент времени для сравнения результатов при динамическом расчёте, было выделено несколько наиболее нагруженных конечных элементов в пилонах нижнего этажа. Сравнение выполнялось для момента времени, соответствовавшего наибольшим сжимающим напряжениям в этих конечных элементах.

Несмотря на то, что при динамическом расчёте напряжённое состояние менялось в каждый конкретный момент времени, сравнение показало, что в качественном отношении изополя рассмотренных усилий практически совпадают при указанных выше условиях для обоих видов расчёта. Также с высокой точностью (с погрешностью в несколько процентов) совпали моменты и напряжения в рассмотренных характерных точках.

Такое же сравнение при логарифмическом декремента колебаний равном 0,25 в тот же момент времени при динамическом расчёте и том же спектре ускорений (при спектральном методе расчёта) дало погрешность в среднем 10-12%.

Таким образом, с одной стороны, была подтверждена правильность параметров, принятых при спектральном расчёте. С другой стороны, на реальной конструкции было показано, что для анализа состояния сооружения при нелинейной работе материалов при расчёте по акселерограмме или сейсмограмме совсем не обязательно задавать конкретные места образования шарниров пластичности или непосредственно учитывать нелинейности поведения бетона и арматуры (путём снижения жесткостей в некоторых сечениях или учитывая диаграммы деформирования материалов). Достаточно выполнить линейный расчёт во временной области, но правильно интегрально учесть демпфирующие свойства системы, связанные с реальной нелинейностью материалов и расчётных сечений, обоснованных, например, по оценочной методике, приведённой выше.

## **Заключение**

1. В настоящее время выявилось отставание отечественных нормативных документов по строительству в сейсмических районах от международного опыта. Практика отечественного и зарубежного строительства и проектирования указывает на необходимость серьёзно пересмотреть ограничения на высоту зданий в сейсмических районах. В отечественных нормативных документах необходимо сформулировать положения, которые позволят отказаться от ненужных ограничений.

2. Одним из основных требований, обеспечивающих безопасность зданий и сооружений при сейсмике, является пластическая работа конструкций в предельном состоянии. В настоящее время предложен метод оценки степени пластической работы конструкции, изложенный в данной статье.

3. При сейсмических воздействиях существенно меняются расчётные свойства материалов. Это необходимо учитывать при выполнении расчётов прочности сечений железобетонных элементов, особенно при использовании диаграммного метода расчёта.

4. Для оценки конструктивного решения здания в нормативные документы должны быть введены не только качественные, но и количественные характеристики, как это сделано за рубежом.



5. Для расчётов спектральным методом целесообразно ввести различные графики спектров коэффициентов динамичности для разных декрементов колебаний конструкций, аналогично тому, как это сделано в нормах по проектированию сейсмостойких атомных станций.

6. Анализ работы реальных зданий показал, что при расчётах по акселерограммам во временной области нелинейные свойства материалов с достаточной точностью учитываются с помощью задания соответствующего логарифмического декремента колебаний, обоснованного по результатам оценки реальной нелинейности расчётных сечений, например, по методике, приведённой выше, без использования диаграмм деформирования материалов.

7. Приведённая в данной статье методика оценки пластического деформирования расчётных сечений была использована при проектировании каркасного железобетонного здания ТРЦ «МореМолл» в городе Сочи (сейсмичность 8 баллов), зданий охотничьего хозяйства в окрестностях города Геленджика (сейсмичность 8–9 баллов), при оценке сопротивления прогрессирующему обрушению железобетонных конструкций «Президент-Отеля» в Москве, комплекса жилых зданий в городе Ялте (сейсмичность 8 баллов) и др.

### Список литературы

1. Расторгуев Б.С., Мутока К.Н. Деформирование конструкций перекрытий каркасных зданий после внезапного разрушения колонны // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2006. №1. С.12–15.
2. Тихонов И.Н., Мешков В.З., Расторгуев Б.С. Проектирование армирования железобетона. М. 2015. 275 с.

### References

1. Rastorguev B.S., Mutoka K.N. Deformation of ceiling structures of frame buildings after sudden destruction of the column. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2006, no. 1, pp. 12–15. (In Russian)
2. Tikhonov I.N., Meshkov V.Z., Rastorguev B.S. Design of reinforced concrete reinforcement. M. 2015. 275 p. (In Russian)

### Данные об авторах/Information about authors

**Тихонов Игорь Николаевич**, доктор технических наук, руководитель Центра №21 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация  
[nijhb\\_tikhonov@mail.ru](mailto:nijhb_tikhonov@mail.ru)

**Tikhonov Igor N.**, Dr. Sci. (Engineering), Head of the Center №21 of NIIZhB named after A.A. Gvozdev of JSC RCC. Moscow, Russian Federation  
[nijhb\\_tikhonov@mail.ru](mailto:nijhb_tikhonov@mail.ru)

**Крылов Сергей Борисович**, доктор технических наук, заведующий лабораторией механики железобетона №8 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация  
[niizhb\\_lab8@mail.ru](mailto:niizhb_lab8@mail.ru)

**Krylov Sergey B.**, Dr. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of Reinforced Concrete Mechanics №8 of NIIZhB named after A.A. Gvozdev of JSC RCC. Moscow, Russian Federation  
[niizhb\\_lab8@mail.ru](mailto:niizhb_lab8@mail.ru)

**Звездов Андрей Иванович**, доктор технических наук, профессор, заместитель генерального директора по научной работе АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация  
[zvezdov@list.ru](mailto:zvezdov@list.ru)

**Zvezdov Andrei I.** Dr. Sci (Engineering), Professor, Deputy Director General for Scientific Work of JSC RCC. Moscow, Russian Federation  
[zvezdov@list.ru](mailto:zvezdov@list.ru)

**Смирнова Любовь Николаевна**, кандидат технических наук, учёный секретарь АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация  
[lyubovsmirnova80@gmail.com](mailto:lyubovsmirnova80@gmail.com)

**Smirnova Lyubov N.**, Cand. Sci. (Engineering), Scientific secretary of JSC RCC. Moscow, Russian Federation  
[lyubovsmirnova80@gmail.com](mailto:lyubovsmirnova80@gmail.com)

**Тихонов Георгий Игоревич**, инженер-конструктор Центра №21 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация.  
[dwarwe1993@mail.ru](mailto:dwarwe1993@mail.ru)

**Tikhonov Georgy I.**, Design Engineer of the Center №21 of NIIZhB n.a. A.A. Gvozdev of JSC RCC. Moscow, Russian Federation  
[dwarwe1993@mail.ru](mailto:dwarwe1993@mail.ru)

**Гончаров Евгений Евгеньевич**, научный сотрудник лаборатории механики железобетона №8 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация.  
[niizhb\\_lab8@mail.ru](mailto:niizhb_lab8@mail.ru)

**Goncharov Yevgenii Ye.**, Research Associate of the Laboratory of Reinforced Concrete Mechanics №8 of NIIZhB named after A.A. Gvozdev of JSC RCC. Moscow, Russian Federation  
[niizhb\\_lab8@mail.ru](mailto:niizhb_lab8@mail.ru)

УДК 624.042.7; 624.01; 550.34

DOI [10.37153/2618-9283-2022-5-47-66](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-47-66)

### **Теоретические и экспериментальные исследования**

#### **Опыт динамического мониторинга сейсмоизолированного здания морского вокзала, расположенного в г. Петропавловске-Камчатском**

Гизятуллин И.Р.<sup>1</sup>, Бубис А.А.<sup>2</sup>, Смирнова Л.Н.<sup>3</sup>, Ставницер Л.Р.<sup>4</sup>  
<sup>1,2,3,4</sup> АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

**Аннотация:** *Введение.* Рассматривается проблема и подчеркивается актуальность исследования поведения зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции в виде резинометаллических опор в условиях реальных сейсмических воздействий, а также оценки их технического состояния после сейсмических событий. Приводится опыт исследования поведения сейсмоизолированных зданий при реальных сейсмических воздействиях за рубежом и в России.

*Материалы и методы.* Исследуются динамические параметры железобетонного здания с системой сейсмоизоляции в виде резинометаллических опор со свинцовыми сердечниками. Регистрация сейсмических колебаний здания выполнена стационарной станцией динамического мониторинга. Результаты обработки записей получены на основе интерпретации данных мониторинга, включая гармонический анализ, определение спектральной плотности мощности и передаточных функций сигналов, а также применение методов вейвлет-преобразования.

*Результаты.* Приведены данные динамического мониторинга сейсмоизолированного здания морского вокзала, расположенного в г. Петропавловск-Камчатский, за отчетный 2021 год мониторинга. Выполнен анализ реакции и динамических параметров здания во время наиболее интенсивных сейсмических событий за отчетный период.

*Выводы.* Анализ результатов показал, что система сейсмоизоляции здания при землетрясениях слабой интенсивности работает в области начальной жесткости сейсмоизолирующих опор, а динамические параметры сейсмоизолированного здания зависят от интенсивности сейсмического воздействия. Сделан вывод о том, что частотно-временной анализ с применением методов вейвлет-преобразования имеет преимущества при анализе данных динамического мониторинга зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции перед преобразованием Фурье. Методы анализа данных динамического мониторинга, описанные в настоящей статье, могут эффективно использоваться для оценки динамических параметров и последующего анализа их изменения в процессе эксплуатации зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции. Исследование, представленное в настоящей статье, показывает, что с помощью динамического мониторинга зданий и сооружений можно получить более полное и детальное представление об их динамическом поведении, выявить повреждения в конструктивной системе здания или сооружения, обнаружить их нежелательные или специфические реакции, которые могли быть не учтены при проектировании.

**Ключевые слова:** динамический мониторинг, резинометаллические опоры, сейсмическая изоляция, система сейсмоизоляции

@ Гизятуллин И.Р., Бубис А.А., Смирнова Л.Н., Ставницер Л.Р., 2022



**Для цитирования:** Гизятуллин И.Р., Бубис А.А., Смирнова Л.Н., Ставницер Л.Р. Опыт динамического мониторинга сейсмоизолированного здания морского вокзала, расположенного в г. Петропавловске-Камчатском // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2022. № 5. С. 47–66. DOI: [10.37153/2618-9283-2022-5-47-66](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-47-66)

### ***Theoretical and experimental studies***

#### **Experience of dynamic monitoring of a base isolated building of a marine station located in Petropavlovsk-Kamchatsky city**

**Giziatullin I.R.<sup>1</sup>, Bubis A.A.<sup>2</sup>, Smirnova L.N.<sup>3</sup>, Stavnitser L.R.<sup>4</sup>**  
<sup>1,2,3,4</sup> JSC RCC

**Abstract: Introduction.** The problem is considered and the relevance of studying the behavior of buildings and structures with seismic isolation systems using lead rubber bearing under real seismic impact, as well as assessing their technical condition after the earthquake, is emphasized. The experience of studying the behavior of base isolated buildings under real seismic impact abroad and in Russia is given.

**Materials and methods.** The dynamic parameters seismic isolation of a reinforced concrete building using lead rubber bearing are investigated. Registration of seismic vibrations of the building was performed by a stationary station for dynamic monitoring. The results of processing the records were obtained based on the interpretation of monitoring data, including harmonic analysis, determination of the power spectral density and signal transfer functions, as well as the application of wavelet transform methods.

**Results.** The data of dynamic monitoring of the seismically isolated building of the sea station located in the city of Petropavlovsk-Kamchatsky for the reporting year 2021 of monitoring are presented. The analysis of the reaction and dynamic parameters of the building during the most intense seismic events for the reporting period was performed.

**Conclusions.** The analysis of the results showed that the system of seismic isolation of the building during earthquakes of low intensity operates in the area of the initial rigidity of the seismic isolation supports, and the dynamic parameters of the seismically isolated building depend on the intensity of the seismic impact. It is concluded that the time-frequency analysis using wavelet transform methods has advantages in the analysis of dynamic monitoring data of buildings and structures with seismic isolation systems over the Fourier transform. The methods for analyzing dynamic monitoring data described in this article can be effectively used to assess dynamic parameters and then analyze their changes during the operation of base isolated buildings and structures. The study presented in this article shows that with the help of dynamic monitoring of buildings and structures, one can get a more complete and detailed understanding of their dynamic behavior, identify damage in the structural system of a building, and detect their undesirable or specific reactions that could not be taken into account when designing.

**Keywords:** dynamic monitoring, lead rubber bearing, seismic isolation, seismic isolation system

**For citation:** Giziatullin I.R., Bubis A.A., Smirnova L.N., Stavnitser L.R. Experience of dynamic monitoring of a base isolated building of a marine station located in Petropavlovsk-

Kamchatsky city. *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2022, no. 5, pp. 47–66. (In Russian)

DOI: [10.37153/2618-9283-2022-5-47-66](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-47-66)

## ВВЕДЕНИЕ

Сейсмическая изоляция – это один из наиболее эффективных способов сейсмозащиты как конструктивной системы здания или сооружения в целом, так и несущих конструкций, а также материальных ценностей внутри здания или сооружения. Наиболее распространенными среди них являются системы сейсмоизоляции в виде резинометаллических опор. Резинометаллические опоры широко применяются в новом строительстве, при реконструкции и повышении сейсмостойкости существующих зданий и сооружений. Для обеспечения эффективности, надежности и механической безопасности конструктивных решений, в соответствии с нормативными требованиями СП 14.13330.2018 [1], проектирование зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции выполняется при научно-техническом сопровождении.

Совершенствование теории сейсмостойкости, а также использование систем сейсмозащиты нуждается в апробации их на практике, в связи с чем остаются актуальными вопросы исследования поведения зданий и сооружений с такими системами в условиях реальных сейсмических воздействий, а также оценки их технического состояния после сейсмических событий. Ввиду существенной нелинейной работы резинометаллических опор, динамические параметры здания в зависимости от уровня внешнего воздействия всегда будут различными, что является основной проблемой контроля их технического состояния традиционными методами. При этом внешний вид резинометаллических опор не является достаточным показателем их эксплуатационной надежности и механической безопасности. Поэтому здания и сооружения с системами сейсмоизоляции в виде резинометаллических опор следует оснащать стационарными станциями динамического мониторинга. Мониторинг динамического поведения зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции имеет основополагающее значение для оценки их действительной работы в условиях реальных землетрясений, анализа эффективности принятых конструктивных решений, а также оценки их технического состояния после сейсмических событий. На сегодняшний день имеются некоторые единичные результаты исследования поведения сейсмоизолированных зданий при реальных сейсмических воздействиях за рубежом [1-21] и в России [22–25].

Центром исследований сейсмостойкости сооружений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство» в Камчатском крае и Сахалинской области смонтированы стационарные станции и выполняется мониторинг четырех сейсмоизолированных зданий. Три из них являются зданиями береговой охраны пограничного управления Федеральной службы безопасности Российской Федерации и относятся к объектам повышенной секретности, в связи с чем динамический мониторинг указанных зданий выполняется в режиме регистрации реакции здания во время сейсмических событий и сохранения этих данных на физический носитель, расположенный в здании. При необходимости, в процессе периодического обследования зданий или после землетрясений умеренной и сильной интенсивности, эта информация может быть получена и проанализирована. Динамический мониторинг четвертого объекта – здания морского вокзала, расположенного в г. Петропавловск-Камчатский, выполняется в

режиме регистрации реакции здания во время сейсмических событий и непрерывной передачи данных по установленным каналам связи.

В настоящей статье рассматривается опыт ЦИСС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко и приведены результаты динамического мониторинга здания морского вокзала за отчетный 2021 год мониторинга.

## МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Объектом мониторинга является здание морского вокзала, состоящее из двух отдельных динамически независимых блоков, разделенных антисейсмических швом. Блоки предусмотрены разными как по этажности, так и по размерам в плане. Первый блок – четырехэтажный, высотой не более 18 м, прямоугольной формы в плане, с габаритными размерами 57,6 x 16,0 м. Второй блок – пятиэтажный, высотой не более 20,1 м, прямоугольной формы в плане, с габаритными размерами 32,0x19,2 м. Внешний вид здания показан на рисунке 1а. Конструктивная система обоих блоков здания – монолитный железобетонный рамно-связевый каркас с монолитными железобетонными диафрагмами жесткости. Для обеспечения сейсмозащиты в конструктивной системе здания была предусмотрена система сейсмоизоляции в виде резинометаллических опор со свинцовыми сердечниками. Общий вид здания в уровне сейсмоизолирующего слоя представлен на рисунке 1б.

В 2016 году здание морского вокзала было оснащено стационарной станцией динамического мониторинга, включающей в себя два створа датчиков ускорений (акселерометров), расположенных в двух независимых динамических блоках здания, и обеспечивающей регистрацию колебаний объекта во время землетрясений. Опорные точки регистрации ускорений колебаний здания располагаются в 3-х характерных уровнях (рис. 1с) и записывают ускорения колебаний объекта в трех взаимно перпендикулярных направлениях N (вдоль здания), E (поперек здания) и Z (вертикально).

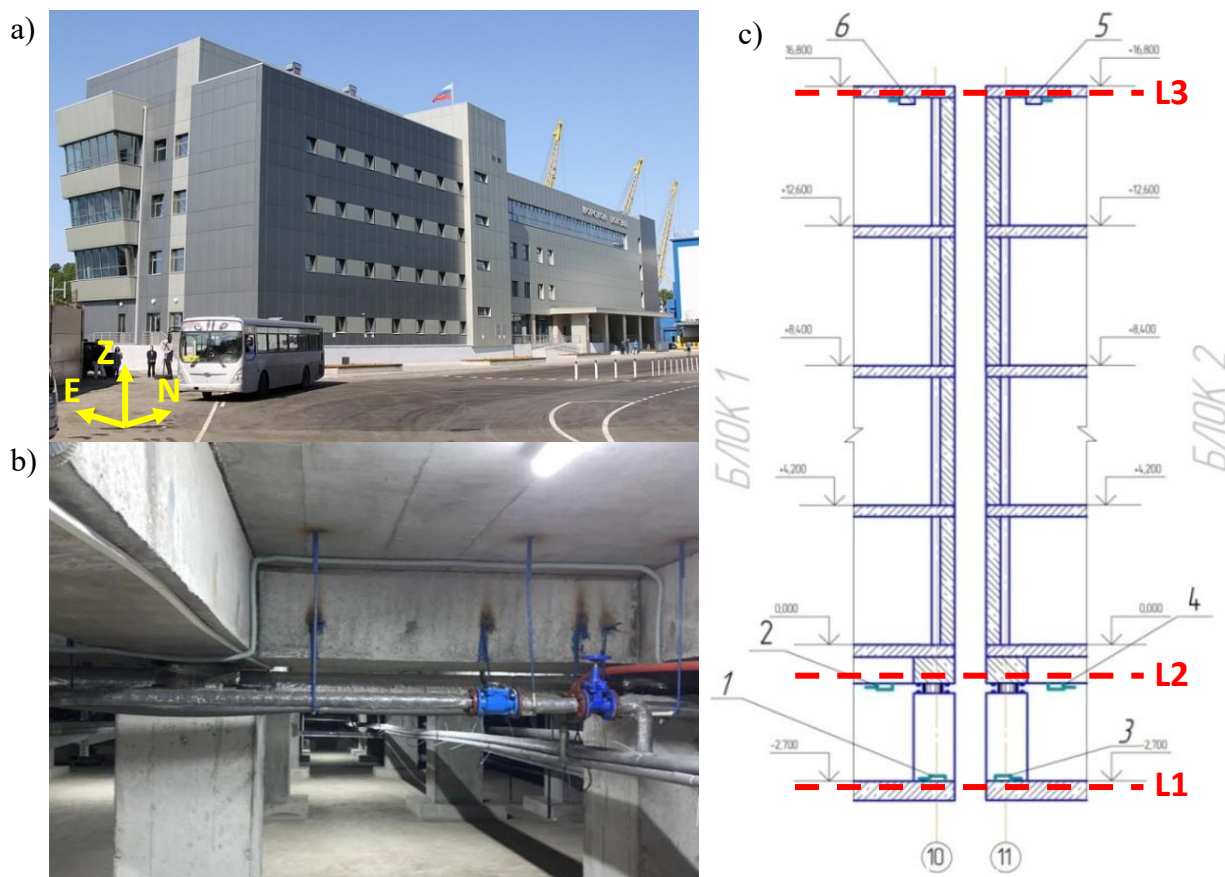


Рисунок 1 – Общий вид здания (а) и сейсмоизолирующего слоя (б). Схема расстановки датчиков в здании (с)

Figure 1 – General view of the building (a) and seismic isolation layer (b). Layout of sensors in the building (c)

Уровень «L1» – отметка верха (обреза) фундамента: для регистрации сейсмических колебаний, подходящих к системе сейсмоизоляции.

Уровень «L2» – отметка верха резинометаллической опоры: для регистрации сейсмических колебаний на выходе из системы сейсмоизоляции.

Уровень «L3» – отметка низа плиты покрытия: для регистрации сейсмических колебаний в уровне верха здания.

Два акселерометра в уровне обреза фундамента работают как триггер, и, когда ускорение в точках установки указанных датчиков превышает предустановленный порог в  $0,1\text{m/s}^2$ , станция мониторинга переходит в режим регистрации.

## РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Наиболее интенсивные землетрясения за отчетный 2021 год динамического мониторинга с их наименьшими эпицентрными расстояниями до здания произошли 17.01.2021, 16.03.2021, 17.04.2021, 13.07.2021, 18.10.2021. Указанные сейсмические события условно обозначены EQ1-EQ5 соответственно. Эпицентры рассматриваемых сейсмических событий показаны на рисунке 2, а в таблице 1 приведены их основные параметры. Оценки параметров сейсмических событий были выполнены с

использованием данных, полученных на научной установке «Сейсмоинфразвуковой комплекс мониторинга арктической криолитозоны и комплекс непрерывного сейсмического мониторинга Российской Федерации, сопредельных территорий и мира» [26, 27], и приняты согласно данным информационного ресурса Камчатского филиала Федерального государственного бюджетного учреждения науки Федерального исследовательского центра «Единая геофизическая служба Российской академии наук».

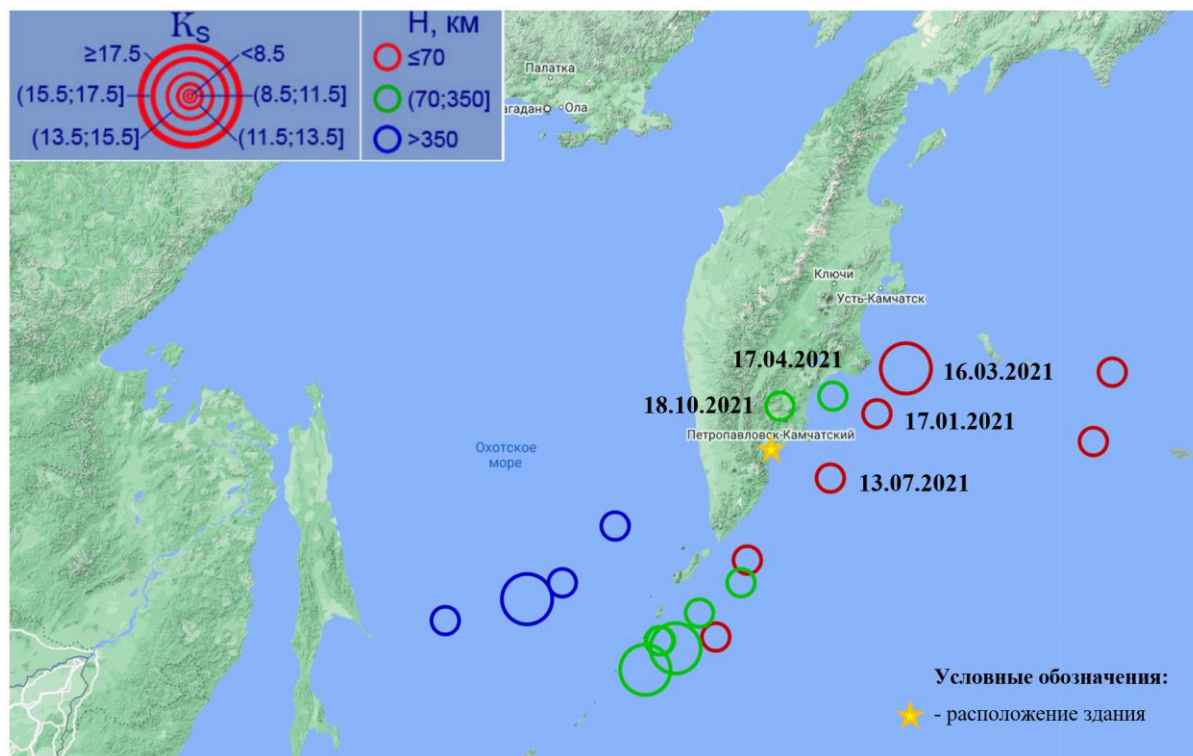


Рисунок 2 – Расположение эпицентров рассматриваемых землетрясений

Figure 2 – Location of epicenters of considered earthquakes

Максимальное значение ускорения горизонтальных колебаний основания фундамента обоих блоков здания не превышает  $0,88 \text{ см/с}^2$  для землетрясения 17.01.2021,  $3,31 \text{ см/с}^2$  для землетрясения 16.03.2021,  $3,66 \text{ см/с}^2$  для землетрясения 17.04.2021,  $1,51 \text{ см/с}^2$  для землетрясения 13.07.2021,  $1,81 \text{ см/с}^2$  для землетрясения 18.10.2021, что соответствует значениям сейсмических воздействий интенсивностью до 3 баллов по шкале MSK-64.



Таблица 1 – Параметры рассматриваемых сейсмических событий

Table 1 – Parameters of considered seismic events

Обозначение землетрясения	Дата и время	Координаты эпицентра	Глубина очага, км	Магнитуда	Расстояние от эпицентра до здания, км
EQ1	17.01.2021, 08:31	53.72 с.ш. 162.32 в.д.	48	5,7	258
EQ2	16.03.2021, 18:38	54.64 с.ш. 163.35 в.д.	64	6,6	357
EQ3	17.04.2021, 15:45	54.08 с.ш. 160.79 в.д.	71	5,9	185
EQ4	13.07.2021, 02:28	52.37 с.ш. 160.73 в.д.	51	5,7	165
EQ5	18.10.2021, 08:24	53.89 с.ш. 158.97 в.д.	186	5,9	100

Наибольшая реакция здания была получена при анализе сейсмических событий EQ2 и EQ3, произошедших 16.03.2021 и 17.04.2021 соответственно. В настоящей статье представлены результаты обработки записей, полученных для указанных сейсмических событий.

В процессе анализа данных динамического мониторинга была выполнена процедура цифровой фильтрации с применением полосового фильтра Чебышева 6-го порядка с целью получения записей, исключаящих как инфранизкие, так и высокочастотные помехи, всегда присутствующие в аналого-цифровой аппаратуре и оказывающие негативное влияние на информативность полезного сигнала. Результаты анализа получены на основе интерпретации данных мониторинга, включая гармонический анализ, определение спектральной плотности мощности (СПМ) и передаточных функций сигналов, а также применение методов вейвлет-преобразования.

На рисунке 3, в качестве примера, приведены фрагменты записей наибольших горизонтальных (в направлении «Е») ускорений колебаний здания в точках 3, 4 и 5, находящихся соответственно в уровнях L1, L2 и L3 блока № 2 здания для сейсмических событий EQ2 и EQ3 соответственно. Максимальные горизонтальные ускорения в уровне обреза фундамента для сейсмических событий EQ2 и EQ3 составили не более  $3,31 \text{ см/с}^2$  и  $3,66 \text{ см/с}^2$ , соответственно, в то время как в уровне верха сейсмоизолирующих опор они не превышали  $0,56 \text{ см/с}^2$  и  $0,84 \text{ см/с}^2$ , соответственно.



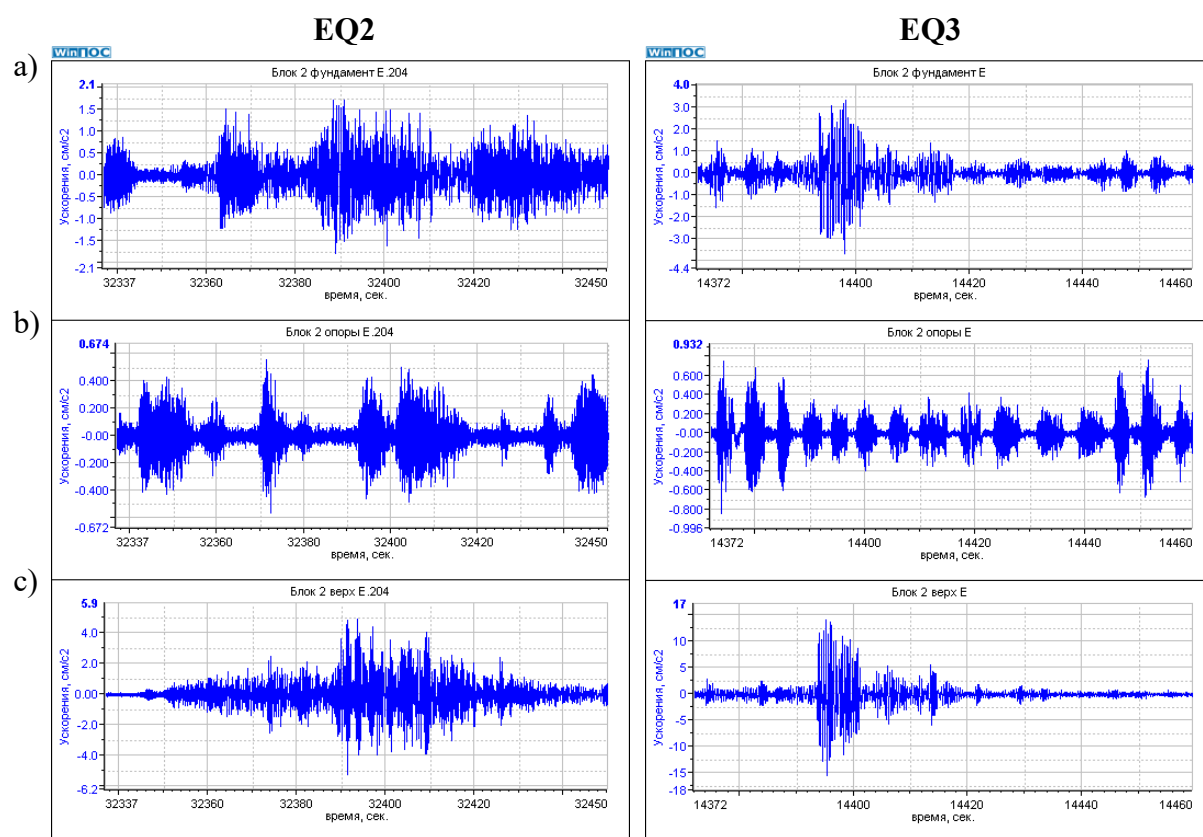


Рисунок 3 – Фрагменты записи ускорений горизонтальных колебаний в направлении «Е» в точках 3, 4 и 5 находящихся соответственно в уровнях L1 (а), L2 (б) и L3 (с) блока № 2 здания для сейсмических событий EQ2 и EQ3 соответственно

Figure 3 – Fragments of the recording of accelerations of horizontal vibrations in the direction "E" at points 3, 4 and 5 located respectively at the levels L1 (a), L2 (b) and L3 (c) of block №2 of the building for seismic events EQ2 and EQ3, respectively

По результатам анализа записей горизонтальных ускорений колебаний здания можно отметить, что с увеличением амплитуды ускорений в уровне обреза фундамента (L1) ускорения в уровне верха сейсмоизолирующих опор (L2) снижаются. Несмотря на незначительную амплитуду ускорений колебаний здания при переходе через сейсмоизолирующий слой происходит снижение уровня горизонтальных ускорений, однако, по высоте здания ускорения возрастают и достигают  $5,2 \text{ см/с}^2$  и  $15,42 \text{ см/с}^2$  в уровне L3 для сейсмических событий EQ2 и EQ3 соответственно. Причина возрастания горизонтальных ускорений по высоте сейсмоизолированной части здания (суперструктуры) во время землетрясений небольшой интенсивности заключается в том, что система сейсмоизоляции при слабых колебаниях работает в области начальной жесткости сейсмоизолирующих опор, в результате здание ведет себя больше как традиционное, защемленное в основании, здание, вызывая возрастание ускорений по высоте суперструктуры.

На рисунке 4 приведены СПМ вышеуказанных фрагментов записей наибольших горизонтальных (в направлении «Е») ускорений колебаний здания в точках 3, 4 и 5, находящихся соответственно в уровнях L1, L2 и L3 блока № 2 здания для сейсмических событий EQ2 и EQ3 соответственно.

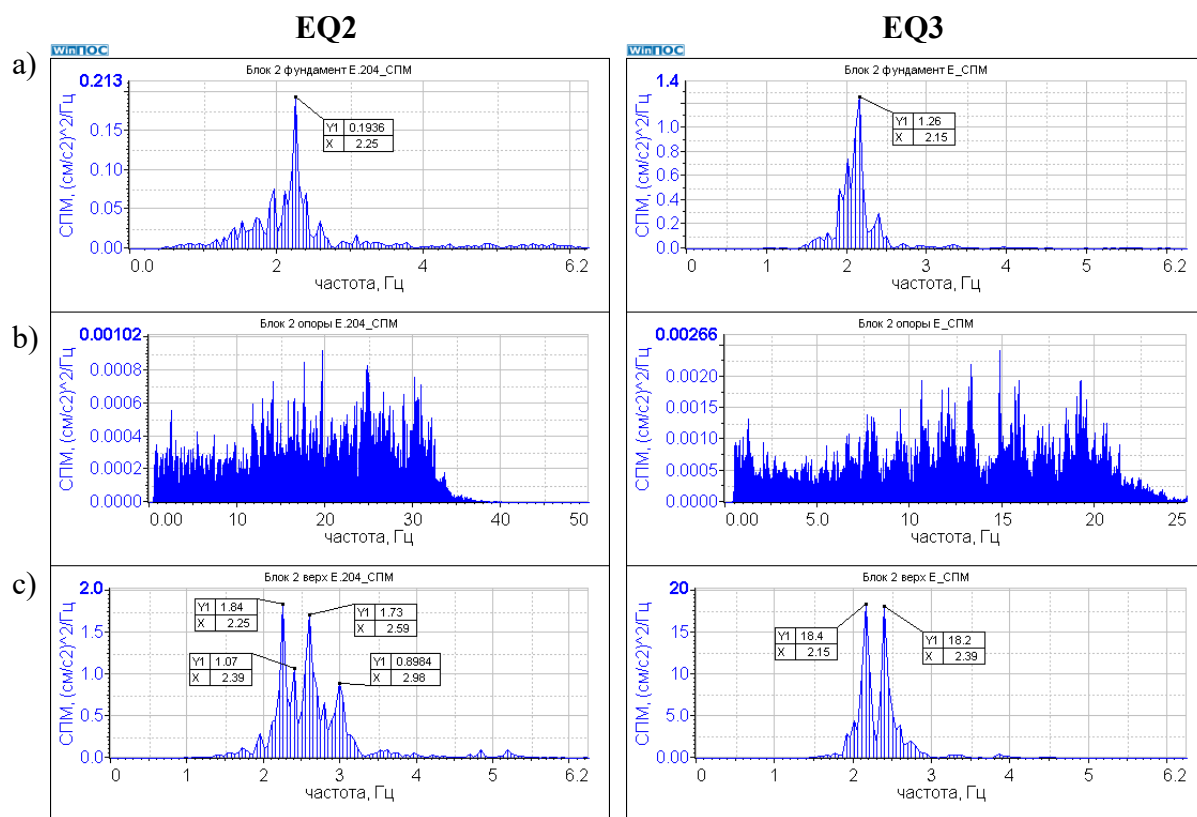


Рисунок 4 – СПМ записей ускорений горизонтальных колебаний в направлении «Е» в точках 3, 4 и 5 находящихся соответственно в уровнях L1(a), L2 (b) и L3 (c) блока № 2 здания для сейсмических событий EQ2 и EQ3 соответственно

Figure 4 – PSD records of accelerations of horizontal vibrations in the direction "E" at points 3, 4 and 5 located respectively at the levels L1(a), L2 (b) and L3 (c) of block № 2 of the building for seismic events EQ2 and EQ3, respectively

На графиках можно отметить несколько ярко выраженных пиков, которые соответствуют преобладающим гармоникам в обработанных сигналах. В СПМ записей горизонтальных ускорений колебаний в уровне обреза фундамента (L1) блока № 2 здания обозначились выраженные локальные максимумы на частоте 2,25 Гц и 2,15 Гц для сейсмических событий EQ2 и EQ3 соответственно. В СПМ записей горизонтальных ускорений колебаний в уровне верха сейсмоизолирующих опор (L2) блока № 2 здания отсутствуют выраженные локальные максимумы для соответствующих записей обоих сейсмических событий. В СПМ записей горизонтальных ускорений колебаний в уровне перекрытия 4-го этажа (L3) блока № 2 здания обозначились выраженные локальные максимумы на частотах 2,25 Гц, 2,39, 2,59 Гц и 2,98 Гц для сейсмического события EQ2 и 2,15 Гц и 2,39 Гц для сейсмического события EQ3.

Передаточные функции систем «фундамент – верх сейсмоизолирующих опор», «верх сейсмоизолирующих опор – перекрытие 4-го этажа», «фундамент – перекрытие 4-го этажа» по направлениям «Е» и «N» здания для сейсмических событий EQ2 и EQ3 приведены на рисунках 5 и 6 соответственно.

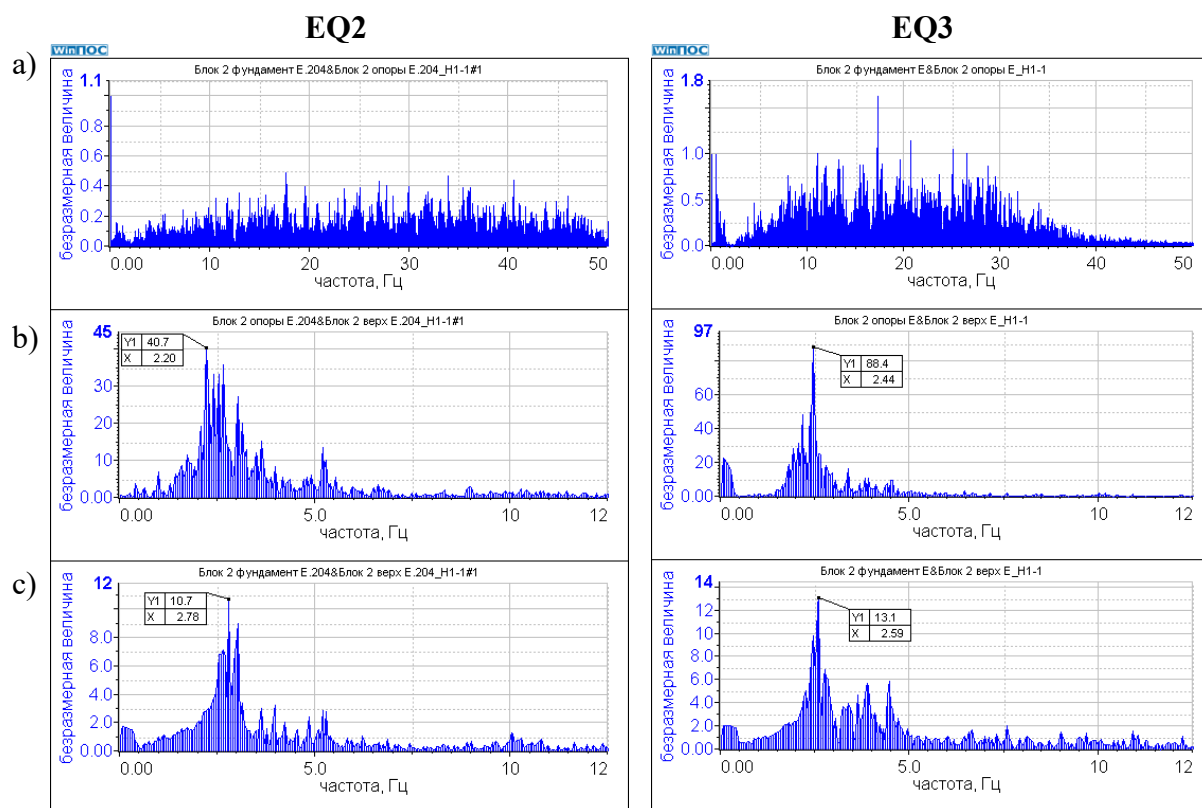


Рисунок 5 – Передаточные функции систем: «фундамент – верх сейсмоизолирующих опор» (a), «верх сейсмоизолирующих опор – перекрытие 4-го этажа» (b), «фундамент – перекрытие 4-го этажа» (c) в направлении «N» блока №2 здания

Figure 5 – Transfer functions of the system: «foundation – top of seismic isolation bearing» (a), «top of base isolation bearing – 4th floor ceiling» (b), «foundation – 4th floor ceiling» (c) in the direction «N» block № 2 of the building

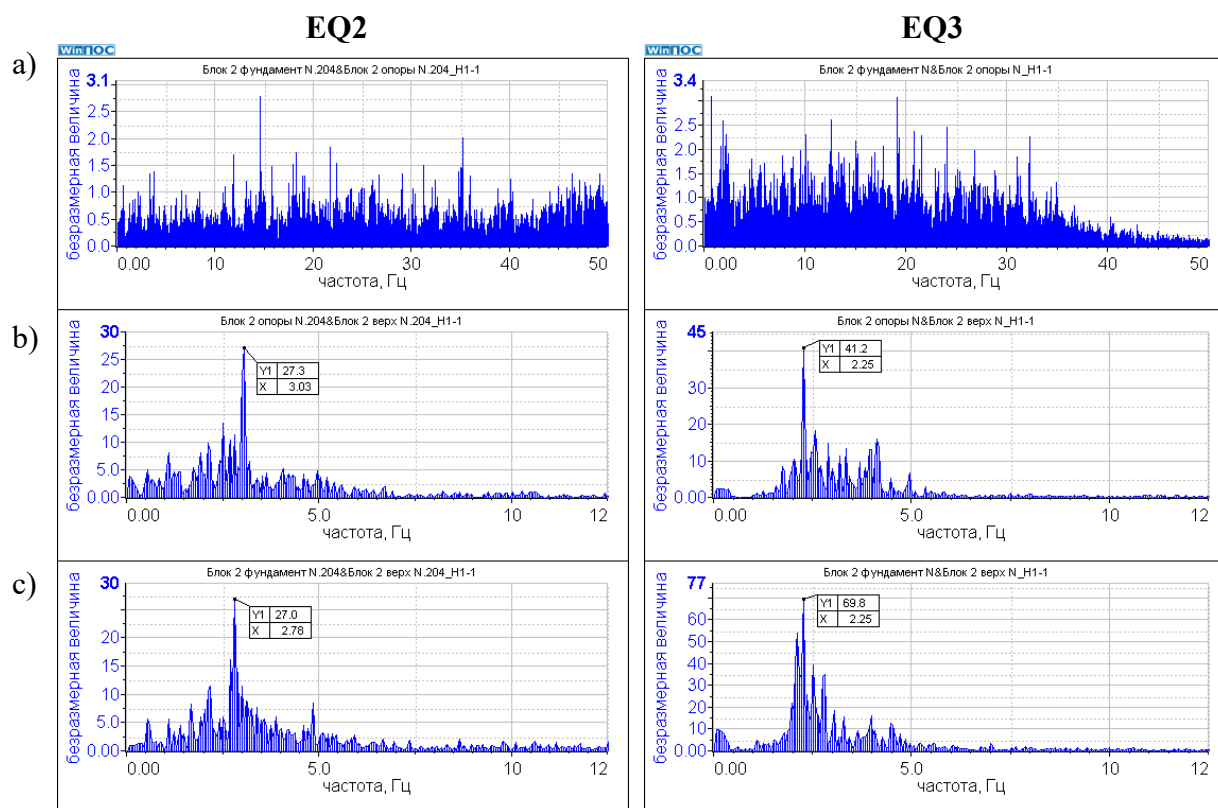


Рисунок 6 – Передаточные функции систем «фундамент – верх сейсмоизолирующих опор» (а), «верх сейсмоизолирующих опор – перекрытие 4-го этажа» (б), «фундамент – перекрытие 4-го этажа» (с) в направлении «Е» блока №2 здания

Figure 6 –Transfer functions of the system: «foundation – top of base isolation bearing» (a), «top of seismic isolation bearing – 4th floor ceiling» (b), «foundation – 4th floor ceiling» (c) in the direction «E» block № 2 of the building

Передаточные функции системы «верх сейсмоизолирующих опор – перекрытие 4-го этажа» блока №2 здания отражают динамические характеристики суперструктуры. На передаточных функциях системы «верх сейсмоизолирующих опор – перекрытие 4-го этажа» в направлении «Е» блока №2 здания обозначились выраженные локальные максимумы на частотах 2,2 Гц и 2,44 Гц для сейсмических событий EQ2 и EQ3 соответственно. На передаточных функциях системы «верх сейсмоизолирующих опор – перекрытие 4-го этажа» в направлении «N» блока №2 здания обозначились выраженные локальные максимумы на частотах 3,03 Гц и 2,25 Гц для сейсмических событий EQ2 и EQ3 соответственно.

Передаточные функции системы «фундамент – перекрытие 4-го этажа» блока №2 здания отражают динамические характеристики здания в целом. На передаточных функциях системы «фундамент – перекрытие 4-го этажа» в направлении «Е» блока №2 здания обозначились выраженные локальные максимумы на частотах 2,78 Гц и 2,59 Гц для сейсмических событий EQ2 и EQ3 соответственно. На передаточных функциях системы «фундамент – перекрытие 4-го этажа» в направлении «N» блока №2 здания обозначились выраженные локальные максимумы на частотах 3,78 Гц и 2,25 Гц для сейсмических событий EQ2 и EQ3 соответственно.

Поскольку динамическое поведение нелинейных систем при сейсмическом воздействии представляет собой сложный нестационарный процесс, для оценки изменения динамических параметров здания с системой сейсмоизоляции во времени в настоящем исследовании применяется алгоритм вейвлет-анализа с использованием вейвлета типа Морле. Особенностью вейвлет-преобразования является возможность анализа сигнала с локализацией одновременно по времени и по частоте. Теория вейвлет-преобразования стала одним из быстро развивающихся математических инструментов обработки сигналов благодаря своим многочисленным отличительным достоинствам с тех пор, как она была впервые выдвинута А. Гроссманом и Ж. Морле в 1980-х годах [28]. Дальнейшее развитие современной теории вейвлет-преобразования связано с именами С. Малла [29], И. Мейера [30, 31], И. Добеши [32] и многих других. В настоящее время вейвлет-анализ превратился в мощнейший инструмент изучения частотно-временной структуры сигналов, широко используемый почти во всех естественных науках и многих областях техники [33].

Примеры вейвлет-преобразования записей наибольших горизонтальных (в направлении «Е») ускорений колебаний в уровне L3 блока № 2 здания показаны на рисунках 7–8 для сейсмических событий EQ2 и EQ3 соответственно. На вейвлет-спектрограммах сигналов, приведенных на рисунке 7, видно, что основной пик частоты во время менее интенсивной части сейсмического воздействия (временной интервал до 32385 с) сосредоточен в области 2,8 Гц и падает до 2,3 Гц во время наиболее интенсивной части сейсмического воздействия (временной интервал 32385 – 32395 с). Ближе к окончанию сейсмического воздействия, когда амплитуда колебаний становится меньше, собственная частота колебаний здания увеличивается до 2,7 Гц.

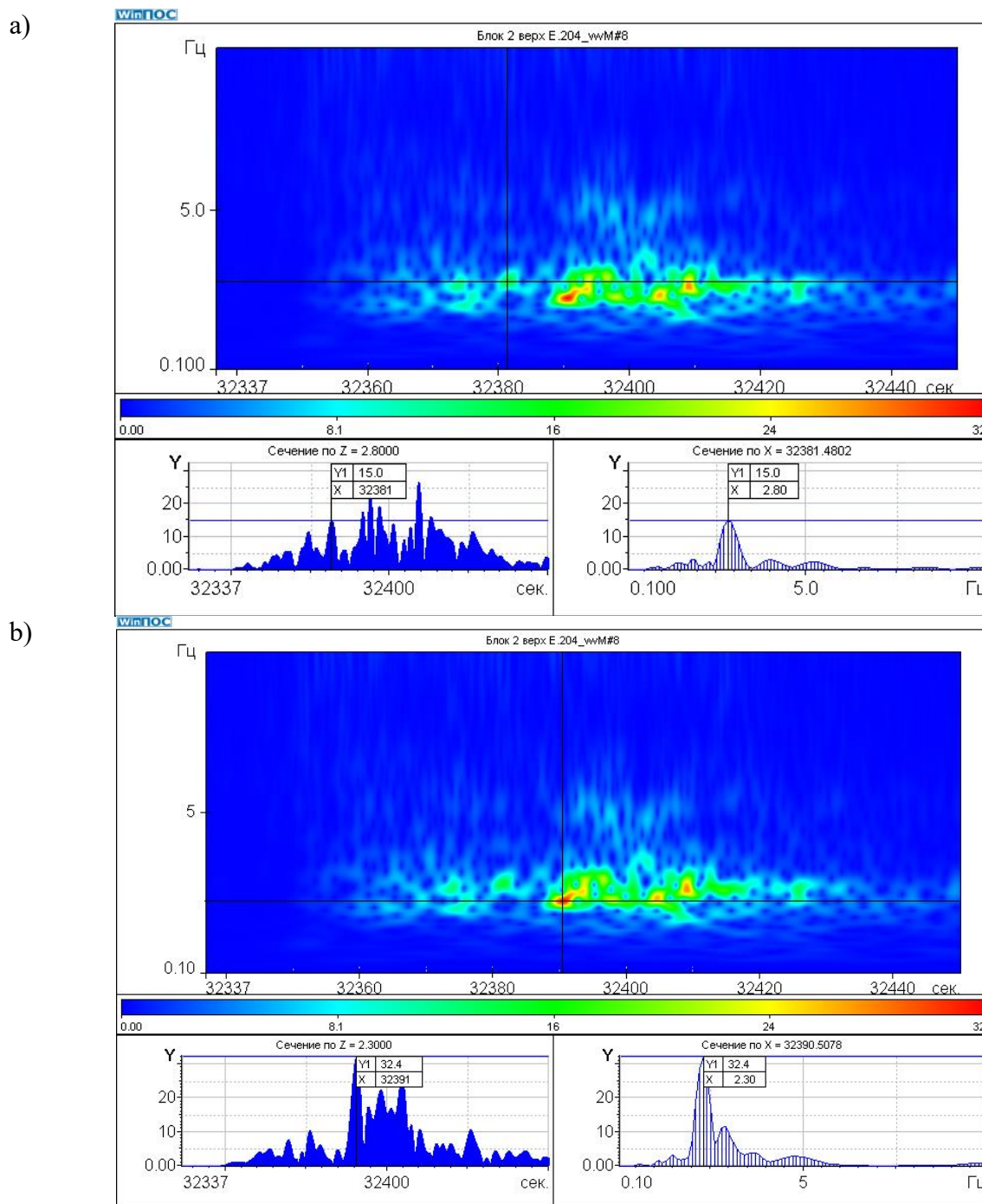


Рисунок 7 – Вейвлет-спектрограммы записей горизонтальных (в направлении «Е») ускорений колебаний в уровне перекрытия 4-го этажа блока № 2 здания для сейсмического события EQ2. «Локальный» спектр, посчитанный для отдельного максимума амплитуды сигнала в момент времени 32381 с (а) и в момент времени 32391 с (б)

Figure 7 – Wavelet spectrograms of records of horizontal (in the «E» direction) accelerations of vibrations at the level of the 4th floor ceiling of block №2 of the building for the seismic event EQ2. «Local» spectrum calculated for a separate maximum of the signal amplitude at time 32381 s (a) and at time 32391 s (b)



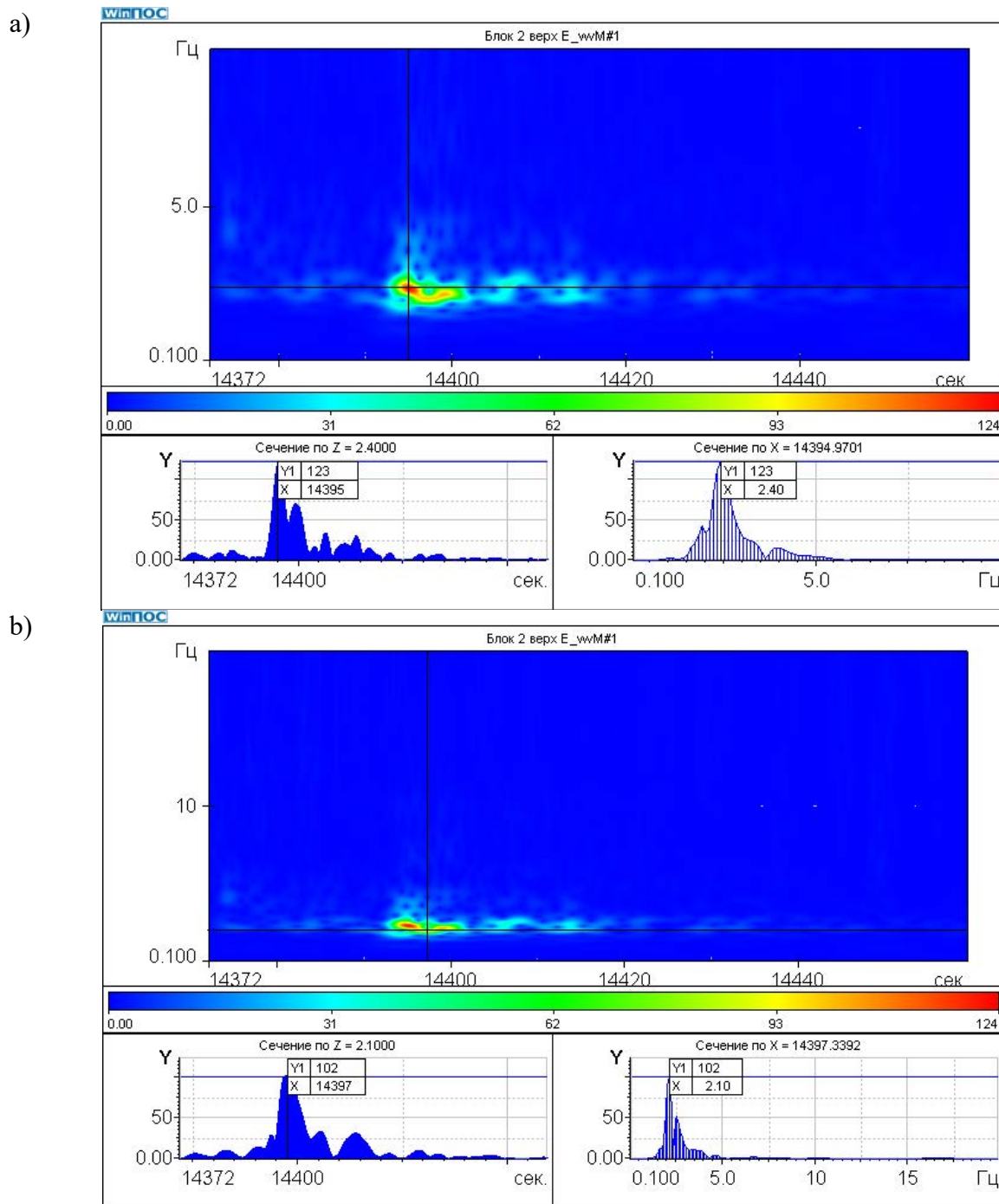


Рисунок 8 – Вейвлет-спектрограммы записей горизонтальных (в направлении «Е») ускорений колебаний в уровне перекрытия 4-го этажа блока № 2 здания для сейсмического события EQ3. «Локальный» спектр, посчитанный для отдельного максимума амплитуды сигнала в момент времени 14395 с (а) и в момент времени 14397 с (б)

Figure 8 – Wavelet spectrograms of records of horizontal (in the «E» direction) accelerations of vibrations at the level of the 4th floor ceiling of block №2 of the building for the seismic event EQ3. «Local» spectrum calculated for a separate maximum of the signal amplitude at time 14395 s (a) and at time 14397 s (b)

На вейвлет-спектрограммах сигналов, приведенных на рисунке 8, видно, что основной пик частоты в точке начала интенсивной части сейсмического воздействия (временной интервал до 14395 с) сосредоточен в области 2,4 Гц и падает до 2,1 Гц во время наиболее интенсивной части сейсмического воздействия (временной интервал 14395–14400 с). Ближе к окончанию интенсивной части сейсмического воздействия, когда амплитуда колебаний становится меньше, собственная частота колебаний здания увеличивается до 2,21 Гц.

Примеры вейвлет-преобразования записей наибольших горизонтальных (в направлении «Е») ускорений колебаний в уровне L3 блока № 2 здания, приведенные на рисунках 7–8, показывают, что собственные частоты колебаний сейсмоизолированного здания изменяются во время сейсмических событий и существенно зависят от их интенсивности.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

В настоящей статье были рассмотрены и проанализированы данные динамического мониторинга сейсмоизолированного здания морского вокзала, расположенного в г. Петропавловск-Камчатский во время наиболее интенсивных сейсмических событий, зарегистрированных в 2021 году. Во время всех зарегистрированных сейсмических событий за указанный год максимальные горизонтальные ускорения в уровне фундамента не превышали  $4 \text{ см/с}^2$ . Колебания такого уровня не могут вызвать появление существенных повреждений в несущих конструкциях здания, но позволяют получить представление о его текущих динамических параметрах.

Основные результаты можно резюмировать следующим образом.

1. Система сейсмоизоляции здания при землетрясениях слабой интенсивности работала в области начальной жесткости резинометаллических опор, наблюдался рост горизонтальных ускорений по высоте суперструктуры. Текущие значения зарегистрированных ускорений не являются проблемой с точки зрения механической безопасности или комфортности пребывания людей в здании. При землетрясениях умеренной и сильной интенсивности предполагается, что податливость системы сейсмоизоляции будет в значительной степени доминировать в общей реакции здания. В результате ожидается, что пиковые горизонтальные ускорения по высоте суперструктуры значительно снизятся по сравнению с ускорениями в уровне низа системы сейсмоизоляции.

2. Динамические параметры сейсмоизолированного здания зависят от интенсивности сейсмического воздействия. Так, по мере увеличения амплитуды колебаний субструктуры и достижения наиболее интенсивной части сейсмического воздействия, наблюдается снижение собственной частоты колебаний сейсмоизолированного здания, что указывает на увеличение податливости здания, как прямое следствие функционирования системы сейсмоизоляции.

3. Частотно-временной анализ с применением методов вейвлет-преобразования имеет преимущества при анализе данных динамического мониторинга зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции перед преобразованием Фурье. Вейвлет-анализ позволяет проследить за изменением спектральных свойств сигнала со временем и указать, какие частоты доминируют в сигнале.

4. Оценку эффективности, надежности и механической безопасности зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции следует выполнять в том числе с учетом реализации сейсмических событий меньшей интенсивности, чем расчетные.

5. Методы анализа данных динамического мониторинга, описанные в настоящей статье, могут эффективно использоваться для оценки динамических параметров и последующего анализа их изменения в процессе эксплуатации зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции.

Ожидается, что анализ результатов динамического мониторинга улучшит наше понимание о динамическом поведении зданий и сооружений во время землетрясений, будет способствовать развитию наших знаний в области сейсмостойкого строительства.

### Список литературы

1. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\* (с Изменениями № 2, 3).

2. Boroschek R., Retamales R., Aguilar A. Seismic response of isolated structures subjected to Mw 8.8 Chile Earthquake of February 28, 2010. The International Symposium for CISNID 25th Anniversary, Paper No. M-2.

3. Clemente P. Effectiveness of HDRB isolation systems under low energy earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 118, 2019, pp. 207–220. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.12.018>

4. Clemente P., Bongiovanni G., Buffarini G., Saitta F., Castellano M.G., Scafati F. Effectiveness of HDRB isolation systems under low energy earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 118 (2019), pp. 207–220. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.12.018>

5. Iiba M., Kashima T., Morita K. Behaviour of Seismically Isolated Buildings Based on Observed Motion Records during the 2011 Great East Japan Earthquake. Proc. 13th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures – commemorating JSSI 20th Anniversary. 2013. Paper №875925.

6. Kashima T. Dynamic Behaviour of a Seven-Storey Seismically Isolated Building during the 2011 Tohoku Earthquake. EACS 2016 – 6th European Conference on Structural Control, №127, 2016.

7. Kashima T., Kitagawa T. Dynamic Behaviour of A 9-storey Base Isolated Building Estimated from Strong Motion Records, Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. No. 871, 2006.

8. Kashima T., Kitagawa Y. Dynamic characteristics of buildings estimated from strong motion records. Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. 2006, pp. 18–22.

9. Kashima T., Koyama T., Okawa I., Iiba M. Strong Motion Records in Buildings from the 2011 Great East Japan Earthquake. Proceeding of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE). No.1762, 2012.

10. Morita K., Takayama M. Lessons learned from the 2016 Kumamoto earthquake: Building damages and behavior of seismically isolated buildings. AIP Conference Proceedings. 1892 (1): 020007, 2017. doi: 10.1063/1.5005638

11. Moroni M.O., Sarrazin M., Soto P. (2012). Behavior of Instrumented Base-Isolated Structures during the 27 February 2010 Chile Earthquake. *Earthquake Spectra*. 28, S1, S407–S424 doi: 10.1016/j.soildyn.2012.06.019

12. Nagarajaiah S., Xiaohong S. Response of base-isolated USC hospital building in Northridge earthquake. *Journal of structural engineering*. 2000, pp.1177–1186.

13. Performance of Seismic Protection Technologies during the 2011 Tohoku-Oki Earthquake. K. Kasai, A. Mita, H. Kitamura, K. Matsuda, T.A. Morgan, A.W. Taylor. *Earthquake Spectra*. Volume 29, No. 1, pp. 265–293.

14. Saito T. Performance of Seismically Isolated Buildings at March 11, 2011, Tohoku Earthquake. Proceedings of the 19th CIB World Building Congress. Brisbane, Australia, May 9–13, 2013.
15. Saito. Behavior of response controlled and seismically isolated buildings during severe earthquakes in Japan. doi 10.12910/EAI2015-078
16. Seismic monitoring of buildings with base isolation. Salvatori A., Di Cicco A., Clemente P. 7th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, pp. 5254–5275. doi: 10.7712/120119.7301.19221
17. Seismic response of building base isolated with filled rubber bearings under earthquakes of different characteristics. S. Jain, S. Thakkar. 12WCEE 2000.
18. Shirazi A. (2010). Thermal degradation of the performance of elastomeric bearings for seismic isolation. UC San Diego. ProQuest ID: Shirazi\_ucsd\_0033D\_10837. Merritt ID: ark:/20775/bb0103625m. Retrieved from <https://escholarship.org/uc/item/6j3486gj>.
19. Stewart J. P., Conte J. P., Aiken I.D. Observed behavior of seismically isolated buildings. Journal of structural engineering. 1999, pp. 955–964.
20. Ventura C.E., Liam Finn W.D., Lord J.-F., Fujita N. Dynamic characteristics of a base isolated building from ambient vibration measurements and low level earthquake shaking. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. No. 23, 2003, pp. 313–322.
21. Zhou C., Chase J. G., Rodgers G. W., Kuang A., Gutschmidt S., Xu C. Performance evaluation of CWH base isolated building during two major earthquakes in Christchurch. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. Vol. 48, No. 4, 2015. doi: 10.5459/bnzsee.48.4.264–273
22. Giziattullin I.R., Bubis A.A., Vakhrina G.N., Chupanov M.R. Monitoring of dynamic behavior of the base isolated buildings and adjacent soils in the Kamchatka region. Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions. Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. 2019: 7th, Rome, January 17–20, 2019, pp. 2667–2673.
23. Гизятуллин И.Р., Бубис А. А., Вахрина Г.Н., Чупанов М.Р. Анализ динамической реакции здания с системой сейсмоизоляции при реальном сейсмическом воздействии. Материалы XIII Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (с международным участием). Санкт-Петербург, 01– 06 июля 2019. С. 113.
24. Вахрина Г.Н., Чупанов М.Р., Гизятуллин И.Р. Анализ динамической реакции здания при реальном сейсмическом воздействии // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2018. № 2. С. 39–45.
25. Гизятуллин И.Р. Анализ динамических характеристик сейсмоизолированного здания с применением результатов численных расчетов и натуральных наблюдений: выпускная квалификационная работа магистра: 08.04.01. Моск. гос. строит. университет. Москва, 2018. 93 с.
26. Чебров В.Н., Дроздин Д.В., Кугаенко Ю.А., Левина В.И., Сеньюков С.Л., Сергеев В.А., Шевченко Ю.В., Ящук В.В. Система детальных сейсмологических наблюдений на Камчатке в 2011 г. // *Вулканология и сейсмология*. 2013. № 1. С. 18–40. doi: 10.7868/S0203030613010021
27. Чеброва А.Ю., Чемарёв А.С., Матвеев Е.А., Чебров Д.В. Единая информационная система сейсмологических данных в Камчатском филиале ФИЦ ЕГС РАН: принципы организации, основные элементы, ключевые функции // *Геофизические исследования*. 2020. Том 21. № 3. С. 66 – 91. DOI: <https://doi.org/10.21455/gr2020.3-5>.

28. Grossmann A., Morlet J. (1984) Decomposition of Hardy functions into square integrable wavelets of constant shape. *SIAM Journal on Mathematical Analysis*. 15, 723–736. doi:10.1137/0515056.
29. Mallat S.G. *A wavelet tour of signal processing*. New York: Academic Press, 1998.
30. Meyer Y. *Wavelets: Algorithms and applications*. Philadelphia: S.I.A.M., 1993.
31. Meyer Y. *Wavelets and operators*. Cambridge: Cambridge University Press, 1993.
32. Daubechies I. *Ten lectures on wavelets*. Philadelphia: S.I.A.M., 1992.
33. Павлов А.Н., Филатова А.Е., Храмов А.Е. Частотно-временной анализ нестационарных процессов: концепции вейвлетов и эмпирических мод // *Известия высших учебных заведений. Прикладная нелинейная динамика*. (2011). 19 (2), 141–157.

## References

1. SP 14.13330.2018 Construction in seismic areas. Updated version of SNiP II-7-81\* (with Amendments No. 2, 3). (In Russian)
2. Boroschek R., Retamales R., Aguilar A. Seismic response of isolated structures subjected to Mw 8.8 Chile Earthquake of February 28, 2010. The International Symposium for CISNID 25th Aniversary, Paper No. M-2.
3. Clemente P. Effectiveness of HDRB isolation systems under low energy earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 118, 2019, pp. 207–220. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.12.018>
4. Clemente P., Bongiovanni G., Buffarini G., Saitta F., Castellano M.G., Scafati F. Effectiveness of HDRB isolation systems under low energy earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 118 (2019), pp. 207–220. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.12.018>
5. Iiba M., Kashima T., Morita K. Behavior of Seismically Isolated Buildings Based on Observed Motion Records during the 2011 Great East Japan Earthquake. Proc. 13th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures – commemorating JSSI 20th Anniversary. 2013. Paper No. 875925.
6. Kashima T. Dynamic Behaviour of a Seven-Storey Seismically Isolated Building during the 2011 Tohoku Earthquake. EACS 2016 – 6th European Conference on Structural Control, №127, 2016.
7. Kashima T., Kitagawa T. Dynamic Behaviour of A 9-storey Base Isolated Building Estimated from Strong Motion Records, Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. No. 871, 2006.
8. Kashima T., Kitagawa Y. Dynamic characteristics of buildings estimated from strong motion records. Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. 2006, pp. 18–22.
9. Kashima T., Koyama T., Okawa I., Iiba M. Strong Motion Records in Buildings from the 2011 Great East Japan Earthquake. Proceeding of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE). No.1762, 2012.
10. Morita K., Takayama M. Lessons learned from the 2016 Kumamoto earthquake: Building damages and behavior of seismically isolated buildings. AIP Conference Proceedings. 1892 (1): 020007, 2017. doi: 10.1063/1.5005638
11. Moroni M.O., Sarrazin M., Soto P. (2012). Behavior of Instrumented Base-Isolated Structures during the 27 February 2010 Chile Earthquake. *Earthquake Spectra*. 28, S1, S407–S424 doi: 10.1016/j.soildyn.2012.06.019
12. Nagarajaiah S., Xiaohong S. Response of base-isolated USC hospital building in Northridge earthquake. *Journal of structural engineering*. 2000, pp.1177–1186.



13. Performance of Seismic Protection Technologies during the 2011 Tohoku-Oki Earthquake. K. Kasai, A. Mita, H. Kitamura, K. Matsuda, T.A. Morgan, A.W. Taylor. *Earthquake Spectra*. Volume 29, No. 1, pp. 265–293.
14. Saito T. Performance of Seismically Isolated Buildings at March 11, 2011, Tohoku Earthquake. Proceedings of the 19th CIB World Building Congress. Brisbane, Australia, May 9–13, 2013.
15. Saito. Behavior of response controlled and seismically isolated buildings during severe earthquakes in Japan. doi 10.12910/EAI2015-078.
16. Seismic monitoring of buildings with base isolation. Salvatori A., Di Cicco A., Clemente P. 7th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, pp. 5254–5275. doi: 10.7712/120119.7301.19221
17. Seismic response of building base isolated with filled rubber bearings under earthquakes of different characteristics. S. Jain, S. Thakkar. 12WCEE 2000.
18. Shirazi A. (2010). Thermal degradation of the performance of elastomeric bearings for seismic isolation. UC San Diego. ProQuest ID: Shirazi\_ucsd\_0033D\_10837. Merritt ID: ark:/20775/bb0103625m. Retrieved from <https://escholarship.org/uc/item/6j3486gj>.
19. Stewart J. P., Conte J. P., Aiken I.D. Observed behavior of seismically isolated buildings. *Journal of structural engineering*. 1999, pp. 955–964.
20. Ventura C.E., Liam Finn W.D., Lord J.-F., Fujita N. Dynamic characteristics of a base isolated building from ambient vibration measurements and low level earthquake shaking. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. No. 23, 2003, pp. 313–322.
21. Zhou C., Chase J. G., Rodgers G. W., Kuang A., Gutschmidt S., Xu C. Performance evaluation of CWH base isolated building during two major earthquakes in Christchurch. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. Vol. 48, No. 4, 2015. doi: 10.5459/bnzsee.48.4.264–273
22. Gizyatullin I.R., Bubis A.A., Vakhrina G.N., Chupanov M.R. Monitoring of dynamic behavior of the base isolated buildings and adjacent soils in the Kamchatka region. *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions*. Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. 2019: 7th, Rome, January 17–20, 2019, pp. 2667–2673.
23. Gizyatullin I.R., Bubis A.A., Vakhrina G.N., Chupanov M.R. Analysis of the dynamic response of a building with a seismic isolation system under real seismic impact. Proceedings of the XIII Russian National Conference on Seismic Construction and Seismic Zoning (with international participation). St. Petersburg, July 01–06, 2019, p. 113. (In Russian)
24. Vakhrina G.N., Chupanov M.R., Gizyatullin I.R. Analysis of the dynamic response of the building under real seismic impact. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2018, no. 2, pp. 39–45. (In Russian)
25. Gizyatullin I.R. Analysis of the dynamic characteristics of a seismically isolated building using the results of numerical calculations and field observations: master's final qualification work: 08.04.01. Moscow state builds. university. Moscow, 2018. 93 p. (In Russian)
26. Chebrov V.N., Droznin D.V., Kugaenko Yu.A., Levina V.I., Senyukov S.L., Sergeev V.A., Shevchenko Yu.V., Yashchuk V.V. System of detailed seismological observations in Kamchatka in 2011. *Vulkanology and seismology*. 2013, no. 1, pp. 18–40. doi:10.7868/S0203030613010021 (In Russian)
27. Chebrova A.Yu., Chemarev A.S., Matveenko E.A., Chebrov D.V. Unified information system of seismological data in the Kamchatka branch of the FRC EGS RAS: principles of organization, basic elements, key functions. *Geophysical Research*. 2020, Volume 21, no. 3, pp. 66 – 91. DOI: <https://doi.org/10.21455/gr2020.3-5>. (In Russian)



28. Grossmann A., Morlet J. (1984) Decomposition of Hardy functions into square integrable wavelets of constant shape. *SIAM Journal on Mathematical Analysis*. 15, 723–736. doi:10.1137/0515056.
29. Mallat S.G. *A wavelet tour of signal processing*. New York: Academic Press, 1998.
30. Meyer Y. *Wavelets: Algorithms and applications*. Philadelphia: S.I.A.M., 1993.
31. Meyer Y. *Wavelets and operators*. Cambridge: Cambridge University Press, 1993.
32. Daubechies I. *Ten lectures on wavelets*. Philadelphia: S.I.A.M., 1992.
33. Pavlov A.N., Filatova A.E., Khramov A.E. Time-Frequency Analysis of Nonstationary Processes: Concepts of Wavelets and Empirical Modes. *Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedenii. Applied nonlinear dynamics*. (2011). 19(2), 141–157. (In Russian)

#### Данные об авторах/Information about authors

**Гизятуллин Ильнур Раэлевич**, зав. сектором расчета сооружений ЛССИМС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация  
[gizatullin1994@yandex.ru](mailto:gizatullin1994@yandex.ru)

**Giziatullin Inur R.**, head of the Structures calculation sector of LSSIMS, TSNIISK named after V.A. Kucherenko of JSC RCC. Moscow, Russian Federation  
[gizatullin1994@yandex.ru](mailto:gizatullin1994@yandex.ru)

**Бубис Александр Александрович**, зам. руководителя ЦИСС ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация  
[albubis@gmail.com](mailto:albubis@gmail.com)

**Bubis Alexander A.**, deputy chief of Structures Earthquake Resistance Research Center of TSNIISK named after V.A. Kucherenko of JSC RCC. Moscow, Russian Federation  
[albubis@gmail.com](mailto:albubis@gmail.com)

**Смирнова Любовь Николаевна**, кандидат технических наук, Ученый секретарь АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация  
[lyubovsmirnova80@gmail.com](mailto:lyubovsmirnova80@gmail.com)

**Smirnova Lyubov N.**, Cand. Sci. (Engineering), Scientific Secretary of JSC RCC. Moscow, Russian Federation  
[lyubovsmirnova80@gmail.com](mailto:lyubovsmirnova80@gmail.com)

**Ставницер Леонид Рувимович**, доктор технических наук, профессор, главный специалист НИИОСП им Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация  
**Stavnitser Leonid R.**, Dr.Sci. (Engineering), Professor, Chief Specialist of the NIIOSP named after N.M. Gersevanov of JSC RCC. Moscow, Russian Federation

УДК 550.34

DOI [10.37153/2618-9283-2022-5-67-78](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-67-78)

### **Есть мнение**

#### **Об определении частотных характеристик грунтового массива**

**Алешин А.С.<sup>1</sup>**

<sup>1</sup>Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва, Российская Федерация

**Аннотация:** Частотная характеристика является одним из существенных параметров сейсмических колебаний грунтового массива, и определение ее – одна из важнейших задач инженерной сейсмологии. В статье рассмотрены различные варианты полевых и расчетных методик получения частотных характеристик грунтового массива. Отмечены как достоинства, так и недостатки каждой из рассмотренных методик. Показано, что наиболее достоверные и физически ясные результаты получены, когда в качестве возбуждающего воздействия используется короткий импульс.

**Ключевые слова:** частотные характеристики, грунтовый массив, горизонтальные и вертикальные группы, компьютерное моделирование, импульсное возбуждение сейсмических колебаний

**Для цитирования:** Алешин А.С. Об определении частотных характеристик грунтового массива // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2022. № 5. С. 67–78. DOI: [10.37153/2618-9283-2022-5-67-78](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-67-78)

### **Viewpoints**

#### **On determination of the soil massif frequency characteristics**

**Aleshin A.S.<sup>1</sup>**

<sup>1</sup>Schmidt Institute of Physics of the Earth, The Russian Academy of Sciences (IPE RAS).  
Moscow, Russian Federation

**Abstract:** Frequency response is one of the essential parameters characterizing seismic vibrations of the soil mass, and its determination is one of the most important tasks of engineering seismology. The article considers various variants of field and computational methods for obtaining the frequency characteristics of the soil massif, both advantages and disadvantages of each of the considered methods are noted. It is shown that the most reliable and physically clear results are obtained when a short pulse is used as an exciting impact.

**Keywords:** frequency characteristics, soil mass, horizontal and vertical groups, computer modeling, pulse excitation of seismic vibrations

**For citation:** Aleshin A.S. On determination of the soil massif frequency characteristics. *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii* = *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2021, no. 3, pp. 67-78. (In Russian)

DOI: [10.37153/2618-9283-2022-5-67-78](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-5-67-78)

@ Алешин А.С., 2022

## Введение

Частотная характеристика является одним из существенных параметров, описывающих сейсмические колебания грунтового массива, и определение ее – одна из важнейших задач инженерной сейсмологии. Существуют различные методики определения частотных характеристик колебаний грунтового массива при сейсмических воздействиях. В наиболее распространенном способе, описанном в нормативном документе [1], рекомендуется частотную характеристику определять по отношениям спектров землетрясений, зарегистрированных на изучаемом и эталонном участках. В качестве эталонного определяется участок выхода на дневную поверхность скальных грунтов. В другом способе, описанном в статье [2], для получения спектральной характеристики грунтового массива предлагается использовать регистрацию сейсмических колебаний вертикальной группой приемников, расположенных в скважине. Наконец, в ряде публикаций [3,4] для расчета частотной характеристики предлагается использовать возбуждение колебаний в модели грунтового массива коротким импульсом. По существу, эта последняя рекомендация вошла в нормативный документ [5]. Удивительно, но это новаторское предложение осталось почти незамеченным экспертным сообществом. Отчасти это можно объяснить недостаточным разъяснением в рамках документа [5] возможного практического использования предложенной методики. Следовало бы уделить больше внимания данному вопросу. Настоящая публикация призвана восполнить этот недостаток.

## Методика определения частотной характеристики по РСН -65 -87

При полевых сейсмологических наблюдениях частотную характеристику грунтов согласно п. 3.1.8 документа [1] следует определять по отношениям спектров землетрясений, зарегистрированных на изучаемом и эталонном участках. В качестве эталонного принято рассматривать участок выхода скальных пород на дневную поверхность. При этом предполагается, что вследствие малого затухания сейсмических колебаний в скальном грунте спектр будет наиболее широким. Расчет частотной характеристики  $F(f)$  на каждой частоте  $f$  предлагается производить по формуле:

$$F(f) = F_i(f)/F_0(f),$$

где  $F_i(f)$  и  $F_0(f)$  – спектральные плотности на данной частоте  $f$  соответственно изучаемого и эталонного грунта. При этом ни в этом документе, ни в других работах не было рассмотрено как расстояние между точками регистрации сейсмических колебаний влияет на определение частотной характеристики, а это важно. Это обстоятельство поясняется рисунком 1, где схематично представлена схема регистрации.

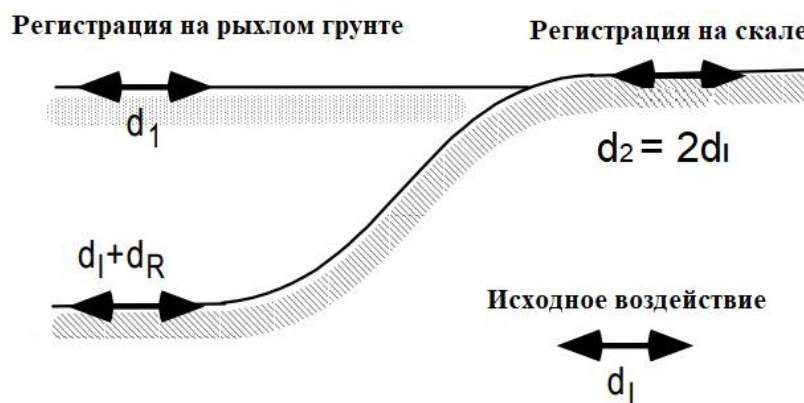


Рисунок 1 – Схема регистрации согласно РСН -65-87

Figure 1 – Registration scheme according to RSN -65-87

На схеме рис.1 символом  $d_1$  обозначено исходное сейсмическое воздействие, подходящее нормально к дневной поверхности из нижнего полупространства и регистрируемое в двух точках. Символами  $d_1$  и  $d_2$  обозначены записи сейсмических колебаний на кровле массива рыхлых грунтов и выходов скальных пород. Символами  $d_1 + d_R$  обозначен процесс прохождения сейсмических колебаний через границу контакта скальных пород нижнего полупространства и слоя рыхлых грунтов в виде суммы падающих  $d_1$  и частично отраженных  $d_R$  сейсмических колебаний. Выражение  $d_2 = 2 d_1$  обозначает процесс удвоения амплитуды сейсмических колебаний на дневной поверхности.

Как ни покажется странным, но найти правдоподобные данные экспериментальных определений частотных характеристик грунтового массива во множестве литературных источников оказалось непростой задачей по ряду причин. Достоверные данные (с возможной проверкой) содержатся в работе [6]. Аналогичных примеров с более сложным строением грунтовой толщи обнаружить не удалось. По этой причине пришлось прибегнуть к моделированию экспериментальной ситуации.

Для конкретных расчетов были использованы модели с параметрами грунтового массива и скального полупространства, заданные следующей таблицей 1.

Таблица – Параметры моделей грунтовой толщи и скального полупространства

Table 1 – Parameters of models of soil thickness and rock half-space

<b>Модель 1 рыхлого грунта в точке 1</b>			
<b>Грунт</b>	<b>Мощность, м</b>	<b>Плотность, г/см<sup>3</sup></b>	<b>Скорость <math>V_s</math>, м/с</b>
Песок	7	1,8	300
Ил	3	1,6	200
Гравий	20	2,0	500
Скала	$\infty$	2,4	1200
<b>Модель 2 скального грунта в точке 2</b>			
Выветренная скала	10	2,0	800
Скала	$\infty$	2,5	1200

Возбуждение сейсмических колебаний задавалось акселерограммами нескольких землетрясений, различающихся магнитудой и гипоцентральной расстоянием. Параметры землетрясений приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Параметры использованных землетрясений

Table 2 – Parameters of used earthquakes

Наименование	Дата	Магнитуда	Расстояние, км
Аляска	7/30/72	7,5	48
Империял Вэлли	10/15/79	6,6	58
Сан Франциско	3/22/57	5,3	11

Для расчетов была использована программа *NERA* [7]. Результаты расчетов в виде частотных характеристик приведены на рисунках 2 – 4.

Частотные характеристики, приведенные на рис. 2–4, получены как отношение спектров Фурье модели 1 и модели 2, что соответствует предложениям из норматива [1]. Локальные пики на графике частотной характеристики рис. 2 обусловлены влиянием спектра возбуждающего импульса. Наличие локальных пиков является общей особенностью частотных характеристик грунтовых толщ и сглаживание этих пиков – важная задача обработки сейсмических данных. На этот счет имеется обширная литература [8, 9]. Главная черта описанной методики получения частотных характеристик заключается в сравнении спектров Фурье на поверхности массива рыхлых и скальных грунтов в предположении компенсации при этом спектральных особенностей возбуждающего импульса, но, очевидно, это предположение оправдывается не в полной мере, что и является причиной изрезанности графика частотной характеристики.

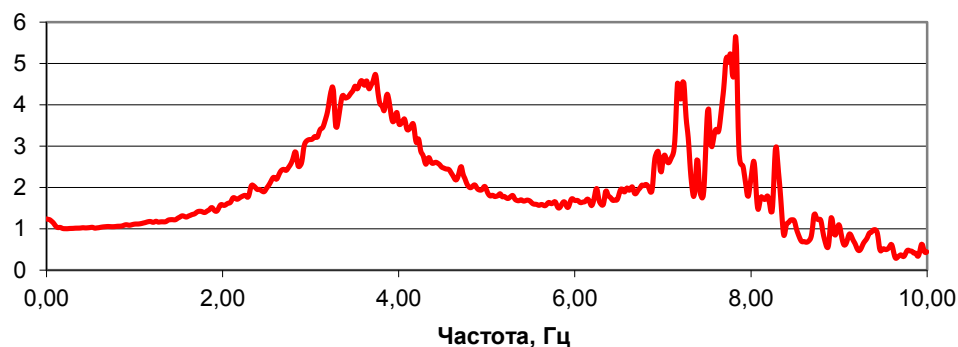


Рисунок 2 – Частотная характеристика модели рыхлого грунта согласно [1], возбуждение – землетрясение Аляска

Figure 2 – Frequency response of the loose soil model according to [1], excitation – Alaska earthquake

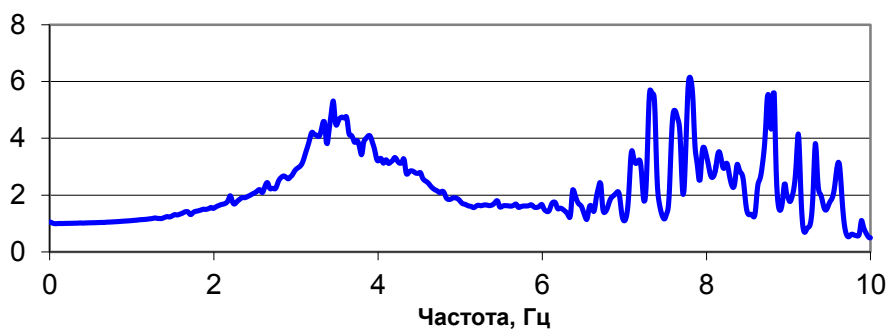


Рисунок 3 – Частотная характеристика модели рыхлого грунта согласно [1], возбуждение – землетрясение Империял Вэлли

Figure 3 – Frequency response of the loose soil model according to [1], excitation – Imperial Valley earthquake

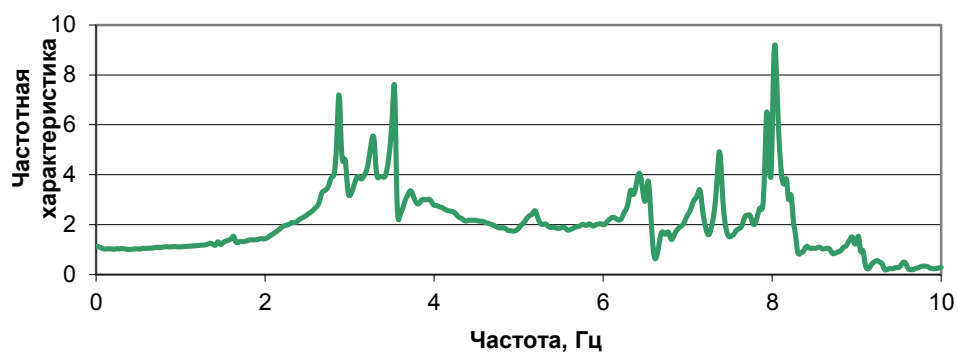


Рисунок 4 – Частотная характеристика модели рыхлого грунта согласно [1], возбуждение – землетрясение Сан-Франциско

Figure 4 – Frequency response of the loose soil model according to [1], excitation – San-Francisco earthquake

Подтверждением сказанного служит следующий рис. 5, где приведены спектры Фурье колебаний от землетрясения Сан-Франциско на моделях рыхлого и скального грунта.



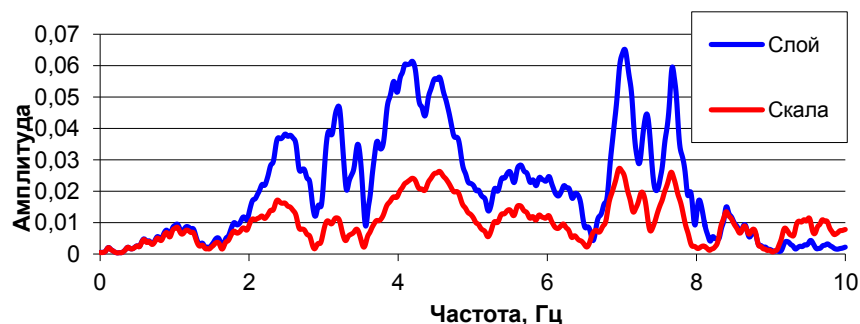


Рисунок 5 – Спектры Фурье колебаний от землетрясения Сан-Франциско на моделях рыхлого и скального грунта

Figure 5 – Fourier spectra of oscillations from the San-Francisco earthquake on models of loose and rocky soils

Следует также отметить, что частотные характеристики, приведенные на рис. 2–4, получены в предположении неполного соответствия свойств скального грунта на контакте с верхним слоем рыхлого грунта в месте выхода скального грунта на дневную поверхность. Это условие может не соблюдаться по ряду причин.

Во-первых, выход скального грунта на дневную поверхность может сопровождаться процессами выветривания, вследствие чего свойства скального грунта могут изменяться. Это обстоятельство отчасти учитывается использованием в модели 2 слоя выветрелых скальных пород. Но степень выветрелости и свойства этого слоя в каждом конкретном случае могут отличаться от модельных представлений.

Другая причина – при достаточно большом расстоянии между точками регистрации параметры (в том числе частотные) исходного сейсмического воздействия могут заметно изменяться и тем самым вносить искажения в частотную характеристику грунтового массива. В особенности это обстоятельство может проявляться при наличии на площадке изысканий разрывных нарушений, при которых свойства среды могут меняться по обе стороны разрыва. Таким образом, описанный способ определения частотных характеристик грунтового массива обладает, к сожалению, рядом принципиальных ошибок.

### Регистрация сейсмических колебаний вертикальной группой

Основой описанной выше методики определения частотной характеристики грунтовой толщи является регистрация сейсмических колебаний горизонтальной группой приемников, расположенных в двух точках на дневной поверхности. Принципиально другая ситуация имеет место в случае регистрации сейсмических колебаний вертикальной группой приемников, расположенных в скважине.

К сожалению, в нашей стране отсутствует сейсмологическая аппаратура, необходимая для проведения скважинных сейсмологических наблюдений и потому нет возможности рассмотреть соответствующие примеры из отечественной практики. Ввиду сказанного приходится обращаться к источникам, основанным на зарубежных данных. В статье [2] приводятся и обсуждаются данные скважинных сейсмологических наблюдений в Японии. В частности, приведены грунтовые профили по двум скважинам до глубины 100 м и 140 м, а также соответствующие передаточные функции. Максимумы передаточных функций определены в области периодов около 0,125 с или 8 Гц.

Критическое рассмотрение всех аспектов статьи [2] не входит в задачу данной статьи, но нельзя не сделать ряд замечаний, имеющих отношение к обсуждаемым вопросам.

- 1) Резонансные эффекты, отмеченные в статье [2] связаны с самым верхним слоем уплотненных грунтов, которые при строительстве удаляют. Можно показать, что частоте резонанса 8 Гц соответствуют слои мощностью порядка 2–3 м и скоростью поперечных волн  $V_s \approx 80 \div 100$  м/с.
- 2) На графиках рис. 2 из статьи [2] представлена толща до 100 м и более, включающая слои, мощности и скорости поперечных волн которых соответствуют частотам более низким, чем те, что приведены в рассматриваемой статье.
- 3) Нелинейность, отмеченная в статье [2], при воздействиях не более 0,1 g относится к поведению слабых грунтов верхней части грунтового массива. Недопустимо без достаточных оснований переносить эти проявления нелинейности на поведение грунтов, лежащих на больших глубинах и характеризующихся более высокими значениями скоростей поперечных волн.

Таким образом, рекомендации, содержащиеся в заключении статьи [2], представляются недостаточно обоснованными и, именно потому, сомнительными.

### Определение частотной характеристики расчетным методом

В отличие от описанных методов полевых сейсмологических наблюдений другие методики определения частотной характеристики грунтового массива целиком относятся к расчетным методам СМР.

В нашей стране расчетные методы связаны с широким распространением программы КОЕФ-10 [10]. Эта программа используется для оценки колебаний свободной поверхности слабо поглощающей пачки слоев рыхлого грунта, залегающей на жестком скальном полупространстве. Алгоритм этой программы основан на следующих предпосылках. Границы между слоями плоские горизонтальные без проскальзывания. Слоистая слабо поглощающая однородная изотропная толща контактирует с нижележащим упругим полупространством, из которого под произвольным углом падает плоская упругая гармоническая волна P, SV или SH с единичной амплитудой смещения и заданной частотой. Вычисляются амплитуды и фазы вертикальной и горизонтальной компонент смещений верхней границы слоистой толщи, а также амплитуды и фазы коэффициентов отражения плоских волн P и SV от слоистой толщи. В случае, когда в качестве падающей волны задается запись колебаний при землетрясении, решается соответствующая нестационарная задача и определяется вид колебаний на поверхности слоистого массива.

В работе [11] по результатам использования программы расчетов КОЕФ-10 сделан ряд физически достаточно ясных выводов:

- увеличение мощности рыхлой толщи  $h$  приводит к сдвигу резонансной кривой в низкочастотную область;
- уменьшение скорости  $V_s$  в слое приводит к увеличению времени пробега волны в слое и равносильно увеличению мощности слоя;
- поглощение сглаживает спектральные характеристики, уменьшается число пиков и их амплитуд вследствие резкого ослабления многократных волн и потери высокочастотных составляющих колебаний;
- поглощение уменьшает продолжительность колебаний;
- интенсивность колебаний мощных поглощающих грунтовых толщ может оказаться ниже интенсивности колебаний жестких плотных грунтов.

Из зарубежных компьютерных программ расчетов отклика слоистой упругой среды на сейсмические воздействия на основе матричного метода обратим внимание на программу *SHAKE*, предназначенную для расчета влияния слоистой грунтовой толщи на динамические характеристики сейсмических колебаний, источник которых находится в полупространстве, на поверхности грунта или в любом из слоев грунтовой толщи. Моделировалось одномерное (вертикальное) распространение волн в предположении, что

слои грунтовой толщи залегают горизонтально. Все расчеты велись в линейном приближении, т.е. в предположении пропорциональности напряжений и деформаций. Таким образом, акселерограммы, зарегистрированные на поверхности осадочной толщи, могли быть пересчитаны в акселерограммы, относящиеся к скальному основанию. А они, в свою очередь, могли быть использованы для задания исходного колебания в основании осадочной толщи с другими свойствами и строением.

Дальнейшее усложнение модели слоистой среды нашло свое воплощение в программе *NERA*, в которой расчеты основаны на модели, учитывающей механизм нелинейного поведения грунтов при сильных сейсмических воздействиях [7]. Входное воздействие задается в цифровом виде акселерограммой. Шаг квантования по времени  $\Delta t$  может изменяться, в соответствии с чем меняется длительность и частотный состав обрабатываемого процесса. Таким образом, общая длительность входной сейсмограммы может меняться в весьма широких пределах. Заданное сейсмическое воздействие можно масштабировать по амплитуде. Скоростной разрез задается системой плоскопараллельных слоев, для каждого из которых задается значение мощности, плотности  $\rho$  и скорости  $V_s$ . Для каждого слоя задается также тип грунта – песчаный, глинистый, гравелистый или скальный. Соответственно с типом грунта в программе автоматически назначается специфическое поглощение и кривая нелинейной связи между напряжением и деформацией. Вычислительная процедура программы *NERA* устроена на базе электронных таблиц *Excel*. Выходные данные *NERA* включают выдачу следующих сведений: импульсная реакция системы или акселерограмма с учетом влияния грунтов, коэффициент спектрального усиления, спектр Фурье и спектр реакции при 5% затухании. Помимо этих «стандартных» выходных данных имеется возможность получать коэффициенты динамичности – спектры реакции, нормированные на значения при «нулевом» периоде.

То, что программой рассчитывается одномерная задача, да еще при нормальном падении сейсмических волн на слоистую толщу грунтов, нельзя в данном случае отнести к недостаткам *NERA*, поскольку именно такая упрощенная постановка задачи позволяет уверенно контролировать ход решения и получаемые результаты. Более сложная постановка и соответствующая программа не смогли бы обеспечить выполнение поставленной задачи, что лишало бы доверия к получаемым результатам.

Таким образом, было промоделировано множество конкретных задач СМР, начиная от определения значений грунтовых коэффициентов, влияния инверсных разрезов на волновое поле, и заканчивая исследованием нелинейных процессов при сильных сейсмических воздействиях. В контексте обсуждаемой проблемы отметим, что важнейшие результаты компьютерного моделирования, представленные рис. 2 – 4, получены с использованием программы *NERA*.

### **Определение частотной характеристики с использованием импульсного возбуждения**

Еще более впечатляющие результаты определения частотной характеристики грунтового массива можно получить с использованием в качестве входного воздействия короткого импульса. Спектр такого воздействия постоянен в полосе частот порядка  $[0; 1/\tau]$ , где  $\tau$  – длительность возбуждающего импульса, равного интервалу дискретизации. При этом вместо акселерограммы колебания в грунтовом массиве возбуждаются одиночным импульсом с амплитудой (в ускорениях свободного падения  $g$ ): для 7-балльного воздействия 0,1  $g$ , для 8-балльного – 0,2  $g$  и т.д. Такой способ возбуждения использовался при моделировании волновых процессов в исследованиях, описанных в книге [3] и в статье [4].

На рис.6 приведен график частотной характеристики модели 1 – рыхлого слоя, подстилаемого скальным полупространством.

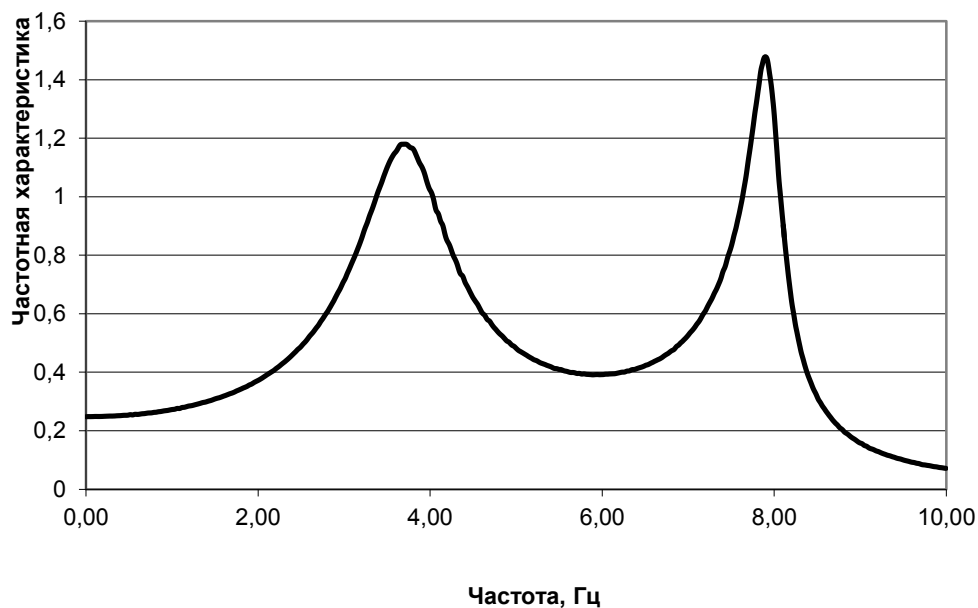


Рисунок 6 – Частотная характеристика модели 1, импульсное возбуждение

Figure 6 – Frequency response of model 1, pulse excitation

Как видим, побочные осцилляции на графике отсутствуют, что обусловлено особенностями колебаний при возбуждении коротким импульсом модели скального грунта. Иллюстрацией сказанного служит рис. 7.

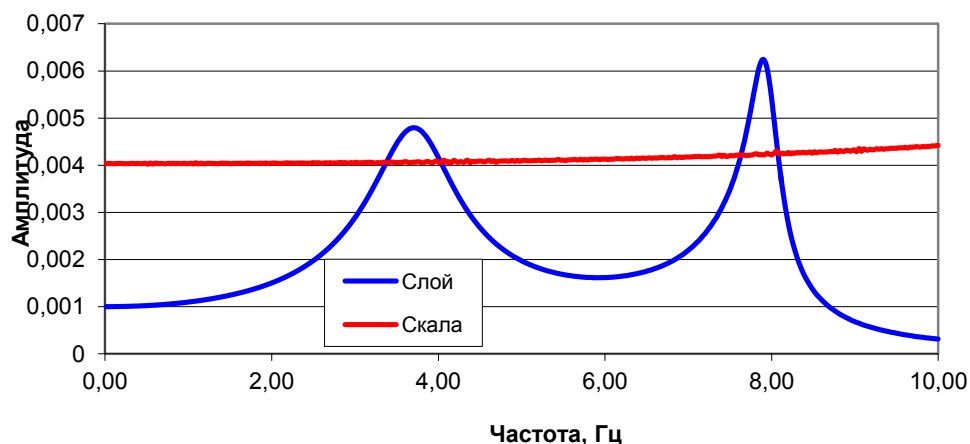


Рисунок 7 – Спектры Фурье колебаний от возбуждения коротким импульсом на моделях рыхлого и скального грунта

Figure 7 – Fourier spectra of oscillations from excitation by a short pulse on models of loose and rocky soils

В заключение продемонстрируем возможности импульсного возбуждения на моделях из работы [2]. Параметры моделей на станциях АОМН12 и АОМН13 приведены в таблице

3. В модели станции АОМН12 не учтен маломощный слой почв. Плотности слоев взяты из данных работы [12].

Таблица 3 – Параметры моделей грунтовых профилей из работы [7]

Table 3 – Parameters of models of soil profiles from work [7]

Станция АОМН12			
№ п/п	Мощность слоя, м	Плотность, т/м <sup>3</sup>	Скорость $V_s$ , м/с
1	20	1,7	300
2	20	2,0	500
3	15	1,8	400
4	25	2,1	600
5	10	2,0	500
6	$\infty$	2,5	800
Станция АОМН13			
№ п/п	Мощность слоя, м	Плотность, т/м <sup>3</sup>	Скорость $V_s$ , м/с
1	3	1,6	100
2	18	1,65	120
3	18	1,7	200
4	28	1,9	360
5	51	2,0	400
6	33	2,1	450

Рассчитанные по программе NERA частотные характеристики обеих моделей приведены на рис. 8.

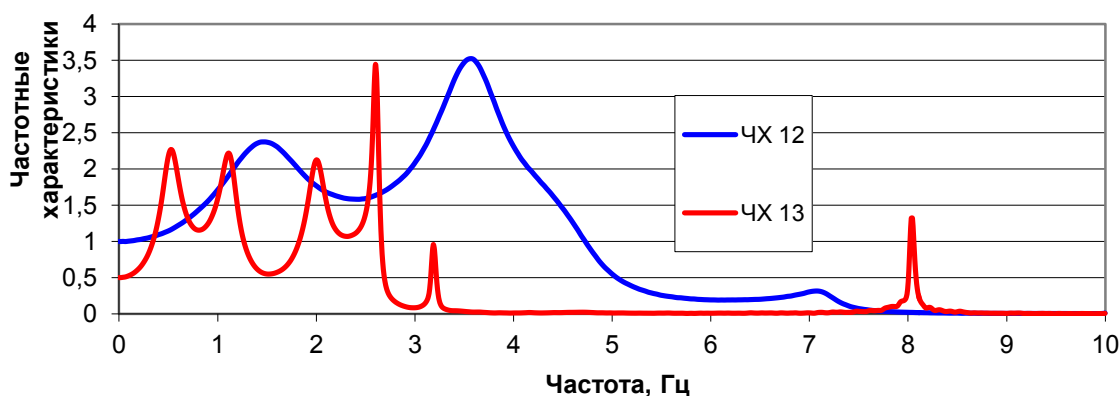


Рисунок 8 – Частотные характеристики моделей станций АОМН12 и АОМН13, импульсное возбуждение

Figure 8 – Frequency characteristics of АОМН12 and АОМН13 station models, pulse excitation

Очевидно, что вид частотных характеристик соответствует скоростным разрезам обеих моделей. Так максимум частотной характеристики станции АОМН13 смещен в область более низких частот относительно соответствующего параметра станции АОМН12. Наиболее низкий локальный максимум частотной характеристики станции АОМН13 в диапазоне частот порядка 0,5 Гц соответствует параметрам модели грунтовой толщи: суммарная мощность грунтового массива  $H = 150$  м и средняя скорость  $V_s \approx 270$  м/с

соответствуют резонансной частоте  $f = V_s/4H \approx 270/600 = 0,45$  Гц. Самый высокий по частоте локальный максимум частотной характеристики станции АОМР13 при частоте  $f \approx 8$  Гц соответствует самому верхнему слою грунтового массива с мощностью  $h = 3$  м и скоростью  $V_s = 100$  м/с, что соответствует выражению  $f = V_s/4h = 100/12 \approx 8$  Гц. Заметим также, что аналогичный максимум частотной характеристики на станции АОМН12 появляется, если к модели грунтового массива этой станции добавить верхний низкоскоростной маломощный слой почв.

### Заключение

В настоящей статье рассмотрен ряд полевых и расчетных методик определения частотных характеристик грунтового массива. Показано, что определение частотных характеристик как отношения спектров Фурье колебаний на поверхности исследуемого и эталонного грунта в месте выхода скальных грунтов на дневную поверхность обладают целым рядом недостатков. Проанализированы причины этих недостатков. Наблюдения сейсмологических колебаний от землетрясений в скважинах не могут быть выполнены из-за отсутствия необходимой аппаратуры. В этих условиях в наибольшей степени обеспечить получение желаемых частотных характеристик способны расчетные методы. Наиболее качественные результаты получаются в случае, когда для возбуждения колебаний в модели грунтовой толщи используется короткий импульс.

### Список литературы

1. Республиканские строительные нормы. РСН- 65-87. М.: Стройиздат. 1987.
2. Дещеревская Е.В., Павленко О.В. Частотно-зависимый отклик мягких (песчаных и лессовых) грунтов на сейсмические воздействия и метод сейсмических жесткостей // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2020. №1. С. 53–62.
3. Алешин А.С. Континуальная теория сейсмического микрорайонирования. М.: Научный мир. 2017. 300 с.
4. Алешин А.С. О спектральных характеристиках грунтовой толщи // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2018. №5. С.16–23.
5. СП 283.1325800.2016. Свод правил. Объекты строительные повышенной ответственности. Правила сейсмического микрорайонирования. М., Минстрой России. 2016.
6. Штейнберг В.В., Алексин П.А., Зонина З.А. Колебания скального и рыхлого грунтов в эпицентральной зоне Дагестанского землетрясения 14 мая 1970 г. // *Вопросы инженерной сейсмологии*. Сб. «Влияние грунтов на интенсивность сейсмических колебаний» (вып.15). Изд-во «Наука», 1973. С. 103–111.
7. Bardet J.P., Tobita T. NERA. F Computer Program for Nonlinear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits. University of Southern California. Department of Civil Engineering, April, 2001, p. 44.
8. Сакс М.В. Физические параметры модели. Сб. Сейсмическое микрорайонирование. М.: Наука. 1984. С.132 – 142.
9. Тарасов Н.Т., Шпилькер Г.А. Сглаживание спектров Фурье сейсмических сигналов. Сб. Сейсмическое микрорайонирование. М.: Наука. 1984. С. 143 – 150.
10. Ратникова Л.И., Левшин А.Л. Расчет спектральных характеристик тонкослоистых сред // *Известия АН СССР, Физика Земли*. 1967. №2. С. 41– 53.
11. Методика оценки сейсмических воздействий // *Вопросы инженерной сейсмологии*. 1993, вып. 34. 155 с.
12. Назаров Г.Н. Скорости распространения продольных и поперечных волн в грунтовых массивах и основные инженерно-геологические характеристики грунтов. Сб. Сейсмическое микрорайонирование. М.: Наука. 1977. С.129–137.



## References

1. Republican building codes. RSN-65-87. M.: Stroiizdat, 1987 (In Russian).
2. Deshcherevskaya E.V., Pavlenko O.V. Frequency-dependent Response of Soft (Sandy and Loess) Soils in Seismic Motion and Seismic Rigidity Method. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2020, no.1, pp.53–62 (In Russian).
3. Aleshin A.S. The continuum theory of seismic microzonation. M.: Scientific World, 2017. 300 p. (In Russian)
4. Aleshin A S. On the spectral characteristics of the soil massif. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2018, no.5, pp.16–22 (In Russian).
5. SP 283.1325800.2016. High critical building objects. Rules of seismic microzonation. M., 2016. (In Russian)
6. Shteinberg V.V., Aleksin P.A., Zonina Z.A. Kolebaniya skal'nogo i rykhlogo gruntov v epicentral zone Dagestanskogo zemletryaseniya 14.05.1970 goda. Vliyanie gruntov na intensivnost' seismicheskikh kolebaniyi. *Voprosy inzhenernoy seismologii [Problems of engineering seismology]*. 1973. Vol.15, pp.103–111 (In Russian)
7. Bardet J.P. and Tobita T. NERA. F Computer Program for Nonlinear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits. University of Southern California. Department of Civil Engineering. April, 2001, p. 44.
8. Saks M.V. Fizicheskie parametry modeli. Seismicheskoe mikrorayionirovanie (Seismic microzonation). M.: Nauka, 1984, pp.132–142. (In Russian)
9. Tarasov N.T., Shpil'ker G.A. Sglazhivanie spektrov Furie seismicheskikh signalov. Seismicheskoe mikrorayionirovanie (Seismic microzonation). M.: Nauka, 1984, pp.143–150 (In Russian)
10. Ratnikova L.I., Levshin A.L. Raschet spectral'nykh kharakteristik tonkosloistyikh sred. *Izv.AS USSR, Fizika Zemli (Physics of the Earth)*. 1967, no.2, pp. 41–53 (In Russian)
11. Metodika otsenki seismicheskikh vozdeistviy. In.: *Zadanie seismicheskikh vozdeistviy*. M.: Nauka, 1993 (In Russian)
12. Nazarov G.N. Skorosti rasprostraneniya prodol'nykh i poperechnykh voln v gruntovykh massivakh i osnovnye injenerno-geologicheskie kharakteristiki gruntov. In: *Seismicheskoe mikrorayionirovanie (Seismic microzonation)*. M.: Nauka, 1977, pp.129–137 (In Russian)

## Данные об авторе/Information about author

**Алешин Александр Степанович**, доктор физико-математических наук, главный научный сотрудник. Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва, Российская Федерация  
[asa@ifz.ru](mailto:asa@ifz.ru)

**Aleshin Alexander S.**, Doctor of Physical and Mathematical Sciences, chief researcher, The Schmidt Institute of Physics of the Earth, The Russian Academy of Sciences (IPE RAS). Moscow, Russian Federation  
[asa@ifz.ru](mailto:asa@ifz.ru)