



СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

ISSN 2618-9283

DOI 10.37153/2618-9283

EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY

01 2023

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ
SCIENTIFIC AND TECHNICAL JOURNAL
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);

2.4.9 – Ядерные энергетические установки, топливный цикл, радиационная безопасность (технические науки) (с 15 февраля 2023);

1.6.1 – Общая и региональная геология. Геотектоника и геодинамика (геолого-минералогические науки) (с 15 февраля 2023).

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 29.03.2023 г. под номером 2275.

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

Периодичность: 6 раз в год

Даты выхода в свет: февраль, апрель, июнь, август, октябрь, 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);

2.4.9 – Nuclear power plants, fuel cycle, radiation safety (technical sciences) the (from February, 15, 2023);

1.6.1 – General and regional geology. Geotectonics and geodynamics science (geological and mineralogical sciences) (from February, 15, 2023);

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 29.03.2023 listed under the 2275 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 Institutskaya, house 6, building 37. Phone: 8-499-174-75-82; 8-499-174-70-65. E-mail: info@raee.su

Frequency: 6 times a year.

Release dates: February, April, June, August, October, 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)

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

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

Норозинежад 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 Джан 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 Eng., 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

№ 1 – 2023

Теоретические и экспериментальные исследования

Минаев О.П.

О зависимости трения грунта от интенсивности воздействия
в расчётах подпорной стенки на сейсмическую нагрузку **8**

Низомов Д.Н., Сангинов А.М.

Моделирование взаимодействия сооружения с основанием при
сейсмических воздействиях **29**

Белаш Т.А., Сафин Р.Р.

Проектирование коротковолновых радиопередающих антенн в
особых климатических условиях **38**

Техническое регулирование и развитие норм проектирования

Нефёдов С.С., Шевченко С.А.

Аттестация программ для расчёта строительных конструкций
объектов использования атомной энергии в Ростехнадзоре **44**

Сейсмозащита и сейсмоизоляция зданий и сооружений

Сабирова О.Б., Зенченко Д.В.

Пневмозащита водонапорных башен **54**

Фото на обложке номера из открытых источников.

12+

ISSN 2618-9283(с) РАСС, 2023

CONTENTS

№ 1 – 2023

Theoretical and experimental studies

O.P. Minaev

On the dependence of soil friction on the intensity of pressure
in the calculations of a retaining wall for a seismic load 8

D.N. Nizomov, A.M. Sanginov

Simulation of the interaction of the structure with the foundation under
seismic impacts 29

T.A. Belash, R.R. Safin

Design of short-wave radio transmitting antennas in special climatic
conditions 38

Technical regulation and design standards development

S.S. Nefedov, S. A. Shevchenko

Certification of programs for the analysis of building constructions of
nuclear energy facilities at Rostekhnadzor 44

Seismic protection and seismic isolation of buildings and structures

O.B. Sabirova, D.V. Zenchenkova

Pneumatic protection of water towers 54

Photo on the cover of the issue – from the open sources.

УДК 699.841: 626/627: 624.1

DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-9-28](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-9-28)

Теоретические и экспериментальные исследования

О зависимости трения грунта от интенсивности воздействия в расчётах подпорной стенки на сейсмическую нагрузку

Минаев Олег Петрович^{1,2}

¹Военная академия материально–технического обеспечения
имени генерала армии А.В. Хрулёва, военный институт (инженерно-технический)

²Государственный университет морского и речного флота имени адмирала С. О. Макарова,
институт водного транспорта

Аннотация: В работе приведены результаты расчёта гравитационных подпорных стенок различного типа (железобетонной уголковой с передней консолью и массивной армированной бетонной) без учёта и с учётом трения грунта при расчёте на эксплуатационную статическую и сейсмическую нагрузки. Расчёты были проведены для заданных размеров подпорных стенок и характеристик грунтов обратной засыпки из песчаных грунтов на слабых глинистых грунтах основания. На основании этого была получена зависимость для определения угла трения грунта о тыловую поверхность стенки при сейсмической нагрузке различной интенсивности. В работе подчёркивается, что полученные результаты расчёта вполне согласуются с данными исследований о поведении песчаных грунтов при динамических волновых нагрузках.

Ключевые слова: подпорная стенка, трение грунта, нагрузка, эксплуатационная, сейсмическая, волновая, интенсивность

Для цитирования: Минаев О.П. О зависимости трения грунта от интенсивности воздействия в расчётах подпорной стенки на сейсмическую нагрузку // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2023. № 1. С. 9–28.

DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-9-28](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-9-28)

Theoretical and experimental studies

On the dependence of soil friction on the intensity of pressure in the calculations of a retaining wall for a seismic load

Oleg P. Minaev^{1,2}

¹Military academy of logistics named army General A.V. Khrulev,
Military institute (engineering and technical)

²Admiral Makarov State university of maritime, Institute of water transport

Abstract: The paper presents the results of the calculation of gravity retaining walls of various types (reinforced concrete corner with a front console and massive reinforced concrete) without taking

@ Минаев О.П., 2023

into account and taking into account soil friction when calculating operational static and seismic loads. Calculations were carried out for given dimensions of retaining walls and characteristics of backfill soils from sandy soils on weak clay base soils. Based on this, a dependence was obtained to determine the angle of friction of the soil on the rear surface of the wall under seismic loading of various intensities. The paper emphasizes that the obtained calculation results are in good agreement with research data on the behavior of sandy soils under dynamic wave loads.

Keywords: retaining wall, soil friction, load, operational, seismic, wave, intensity

For citation: Minaev O.P. On the dependence of soil friction on the intensity of pressure in the calculations of a retaining wall for a seismic load. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2023, no. 1, pp. 9–28 (In Russian)
DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-9-28](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-9-28)

1. ВВЕДЕНИЕ

Основные принципы и результаты расчётов и проектирования естественного основания и свайного фундамента гравитационной подпорной стенки на статическую (строительную и эксплуатационную) нагрузки хорошо известны [1–6], а на динамическую, в частности на сейсмическую нагрузку, требуют дальнейшей разработки и всестороннего осмысления по результатам расчёта [1].

В работах [7–9] были представлены результаты расчёта гравитационных подпорных стенок различного типа для широкого диапазона грунтовых условий в её основании и песчаных грунтов обратной засыпки на сейсмическую нагрузку. Однако эти расчёты были выполнены без учёта трения грунта о тыловую поверхность подпорной стенки.

Известно [1–6], что трение грунта о тыловую поверхность подпорной стенки существенно влияет на результаты расчёта подпорной стенки по несущей способности и устойчивости на статическую нагрузку.

Обычно, см. например [2], в расчётах угол трения грунта о подпорную стенку условно принимается равным углу φ внутреннего трения грунта обратной засыпки или его половине $\varphi/2$.

С учётом волнового характера динамического воздействия на подпорную стенку представлялось, что такая условность в назначении угла внутреннего трения грунта о подпорную стенку вряд ли должна иметь место при расчёте на сейсмическую нагрузку.

Кроме того, в ряде работ, см., например, [1], существовало мнение, что уменьшение сопротивления сдвигу вызывается уменьшением угла φ внутреннего трения грунта при сейсмической нагрузке. Это ошибочное представление вошло в учебники и нормативные документы [4]. По утверждению проф. Иванова П.Л. [4] ошибка заключалась в том, что не учитывалось изменение σ в период действия динамических волновых нагрузок. Данное утверждение было подтверждено экспериментальными исследованиями, выполненными под руководством проф. Иванова П.Л. в лаборатории механики грунтов кафедры подземных сооружений, оснований и фундаментов Санкт – Петербургского политехнического университета Петра Великого. Многочисленные исследования были проведены для проверки влияния динамической волновой нагрузки на трение песчаного грунта о подошву вибрирующего штампа, установленного на поверхность грунта [4]. Применялся механический вибратор с электрическим приводом вала для возбуждения вращений кулачков

вибратора с заданным эксцентриситетом. В опытах на плоский сдвиг механический вибратор к статическим напряжениям от веса штампа и вибратора добавлял динамические напряжения от вращения кулачков вибратора, действующие по гармоническому закону. Механический вибратор вертикального действия изменял напряжения в пределах значений $\pm \Delta \sigma$. При этом амплитуда динамического давления регулировалась путём изменения эксцентриситета кулачков вибратора, а частота – скоростью их вращения. Учёт сопротивления сдвигу по зависимости Кулона в виде $\tau = (\sigma - \Delta \sigma) \operatorname{tg} \phi$ свидетельствует о периодическом сдвиге штампа по поверхности песка.

В результате проведенных испытаний было установлено, что в диапазоне ускорений колебаний до 1.0 g угол внутреннего трения грунта не изменяется, а снижение сопротивления сдвигу должно учитываться изменением нормальных напряжений по подошве штампа. Таким образом, при вибрационных и сейсмических воздействиях устойчивость сооружений на сдвиг должна проверяться с учётом динамической составляющей напряжений при постоянном значении угла внутреннего трения грунта, наложенных на статические испытания.

Целью настоящей работы является выявление особенностей расчёта и проектирования естественного основания и свайного фундамента подпорной стенки без учёта и с учётом трения грунта о тыловую поверхность стенки на сейсмическую нагрузку различной балльности и обоснование результатов проведенных расчётов для определения угла трения грунта о вертикальную тыловую поверхность стенки от нормальных напряжений от сейсмической нагрузки. С учётом известных данных исследований проф. Иванова П.Л. о закономерностях поведения песчаных грунтов от нормальных напряжений на штамп от динамических волновых нагрузок, получены зависимости для вычисления угла трения грунта о подпорную стенку при сейсмической нагрузке различной интенсивности.

2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ЗАВИСИМОСТИ

Определение ширины b подошвы подпорных стенок различного типа (железобетонная уголкообразная стенка с передней консолью или массивная армированная бетонная стенка) в расчётах на статическую нагрузку обычно осуществляется с использованием формулы А.З. Зархи – Кириллова В.М. [5,10,11], которая имеет вид для стенки железобетонной уголкообразной

$$b = 2,2 \sqrt{\frac{E_a y_a}{(h_e + h_3)(0,75 \gamma_{cm} - \gamma_w) + h_0 \gamma_0}}, \quad (1)$$

массивной армированной бетонной

$$b = 2,6 \sqrt{\frac{E_a y_a}{h_e (0,85 \gamma_{cm} - \gamma_w) + h_0 \gamma_0}} - 0,5, \quad (2)$$

где E_a – сила бокового давления на подпорную стенку, кН; y_a – высота приложения силы бокового давления относительно подошвы стенки, м; h_e – глубина водоёма у обреза набережной, м; h_3 – глубина заложения передней консоли стенки, м; h_0 – возвышение стенки над уровнем акватории, м; γ_{cm} – удельный вес материала стенки, кН/м³; γ_w – удельный вес воды, γ_0 – коэффициент влияния возвышения h_0 стенки над уровнем акватории, принимаемый равным 1 кН/м³. Формулы (1) и (2) взяты из работы проф. Кириллова В.М. (Методические указания на тему «Расчёт и проектирование естественного основания и свайного фундамента гравитационной подпорной стенки на строительную и эксплуатационную нагрузку»

Института водных коммуникаций, ЛИВТ, 2006). По мнению автора статьи, в формуле (2) учитывается конструктивное уменьшение ширины подошвы стенки на 0.5 м (см. рис. 2). Кроме того, автором статьи введён коэффициент γ_0 влияния возвышения h_0 стенки над уровнем акватории, позволяющий установить правильную размерность в формулах (1) и (2). В формулах (1) и (2) для определения ширины b подошвы стенки при сейсмической нагрузке значения E_a и y_a необходимо заменить соответственно на значения E_a^c и y_a^c .

При проектировании гидротехнических сооружений, возводимых в сейсмических районах, необходимо учитывать отдельно сейсмическое давление грунта и воды (в случае расположения грунта под водой) на стенку при сейсмических воздействиях.

В общем случае расположения грунта засыпки выше уровня воды и под водой предлагается использовать зависимость для определения ординаты e_a^c силы бокового давления грунта и воды

$$e_a^c = \left(q + \gamma_w h_w + \sum \gamma_i^c y_i \right) \lambda_a^c, \quad (3)$$

где γ_i^c – равнодействующая гравитационной силы удельного веса γ_i грунта и объёмной (приходящейся на единицу объёма) сейсмической силы; h_w – глубина воды от уровня грунтовых вод (УГВ) засыпки до подошвы стенки; принимаемая равной глубине водоёма у обреза набережной, y_i – мощность i -го слоя грунта засыпки; λ_a^c – коэффициент активного давления (распора) при сейсмическом воздействии.

Величина e_a^c является ординатой эпюр сейсмического давления грунта и свободной воды на поверхности стенки. Значения включают в себя как давление e_a^c грунта в обычных статических условиях, так и дополнительное сейсмическое давление на неё грунта и воды.

Коэффициент бокового активного давления λ_a^c с учётом угла ω трения грунта о подпорную стенку при сейсмическом воздействии определяется по зависимости

$$\lambda_a^c = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{(1 + \sqrt{z})^2 \cos(\omega + \varepsilon)}, \quad (4)$$

$$z = \frac{\sin(\varphi - \varepsilon) \sin(\varphi + \omega)}{\cos(\omega + \varepsilon)}. \quad (5)$$

Согласно существующим нормам расчёта подпорной стенки на сейсмическую нагрузку [12, 13] наиболее опасным является горизонтальное направление сейсмического давления грунта. Для этого случая

$$\gamma_i^c = \frac{\gamma_i}{\cos \varepsilon}, \quad (6)$$

где $\varepsilon = \arctg AK_1$ – угол отклонения от вертикали равнодействующей удельного веса γ_i грунта и сейсмической силы $\gamma_i^c AK_1$, A – коэффициент, значения которого следует принимать равным 0.1; 0.2; 0.4 соответственно для расчётной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов, K_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений, принимаемый для гидротехнических сооружений равным 0.25. Все обозначения и их расшифровка приведены в соответствии со СП [12].

В случае определения бокового активного давления водонасыщенного грунта на подпорные стенки при сейсмическом воздействии в формулы также как и при эксплуатационной нагрузке следует вводить вес взвешенного $\gamma_{взв}$ грунта, а сейсмическую силу $\gamma_{нас} AK_1$ определять по плотности насыщенного водой $\gamma_{нас}$ грунта. При этом угол $\varepsilon_{нас}$ отклонения равнодействующей определяется по формуле

$$\varepsilon_{нас} = \arctg \frac{\gamma_{нас}}{\gamma_{взв}} AK_1. \quad (7)$$

Проверка устойчивости подпорной стенки на скольжение при плоском сдвиге в плоскости подошвы при действии сейсмической нагрузки выполняется по формуле

$$K^{пл} = \frac{N_{экспл} \operatorname{tg} \varphi + b c}{E \frac{c}{a}} \geq 1.15, \quad (8)$$

где $K^{пл}$ – коэффициент запаса устойчивости при плоском сдвиге; φ и c – соответственно расчетный угол внутреннего трения и сцепление грунта основания.

Проверка устойчивости стенки на глубинный сдвиг выполняется по способу, когда линия скольжения, ограничивающая область предельного состояния грунта основания, принимается в виде двух отрезков прямых, соединенных между собой криволинейной вставкой, описываемой уравнением логарифмической спирали. Действительный внецентренно нагруженный фундамент заменяется эквивалентным центрально нагруженным с приведенной шириной $b_{пр}$, равной $b_{пр} = b - 2 e_{экспл}$, где $e_{экспл}$ – эксцентриситет приложения вертикальной силы $N_{экспл}$ от веса стенки и грунта засыпки в эксплуатационном случае при сейсмической нагрузке.

В результате строится график несущей способности основания $\tau_{пр} = f(\sigma)$, где $\tau_{пр}$ – предельное сопротивление грунтов сдвигу. По напряжению $\sigma_{экспл} = N_{экспл} / b_{пр}$ в эксплуатационном случае при сейсмической нагрузке определяется соответствующее предельное сдвигающее напряжение $\tau_{пр}^{экспл}$. Коэффициент запаса на глубинный сдвиг $K_{гл}$ окончательно вычисляется из соотношения

$$K_{гл} = \tau_{пр}^{экспл} b_{пр} / E \frac{c}{a} \geq 1.15. \quad (9)$$

Более подробно теоретические зависимости для расчёта подпорной стеки по данной методике изложены в работах [7–9].

Действующий в настоящее время СП регламентирует расчёт гидротехнических сооружений на устойчивость производить по методике ВНИИГ, основанной на теории предельного равновесия.

3. ИСХОДНЫЕ ПАРАМЕТРЫ И НАГРУЗКИ

3.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Сравнительные расчёты проводились для различных типов подпорных стенок: железобетонной уголковой с передней консолью и массивной с армированной бетонной стенкой. В соответствии с рекомендациями проф. Будина А.Я. [2] угол ω трения грунта о подпорную стенку задавался равным углу φ внутреннего трения грунта обратной засыпки или его половине $\varphi/2$.

Для сравнения были использованы данные ранее проведенных расчётов на сейсмическую нагрузку без учёта трения грунта о подпорную стенку ($\varphi = 0$).

Считалось, что расчётная сейсмичность составляла 7, 8 или 9 баллов. Ниже достаточно подробно приведены результаты расчётов подпорной стенки по несущей способности и устойчивости при максимальной сейсмичности 9 баллов.

3.2. ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ УГОЛКОВАЯ СТЕНКА

Расчёты железобетонной уголковой подпорной стенки с передней консолью проводились для общей высоты подпорной стенки 7.4 м, при глубине воды h_b у набережной 6.1 м и высоте возвышения h_0 стенки над уровнем акватории 1.3 м. В качестве грунтов засыпки принят средний песок с удельным весом $\gamma_{гр} = 18.4$ кН/м³ и влажностью $W = 14\%$. Основание подпорных стенок сложено водонасыщенными глинистыми грунтами (суглинками мягкопластичными) с удельным весом $\gamma_{гр} = 20.0$ кН/м³ влажностью $W = 24\%$, влажностью глинистых грунтов на границе текучести $W_L = 0.30$ и на границе раскатывания $W_p = 0.16$. Расчётный угол φ внутреннего трения песчаных грунтов составлял 32° , а глинистых – 17° при сцеплении $c = 16.67$ кПа. Модуль деформации E песчаных грунтов составлял 31 МПа, а глинистых – 17 МПа.

Величина полезной нагрузки q на поверхности основания (на кордоне) равнялась 29 кПа. Проведенные подсчёты коэффициентов активного бокового давления λ_a^c по формулам

(4) – (7) для всех вариантов расчёта сведены в таблице 1.

Таблица 1

Table 1

№ п/п	Угол трения грунта о стенку, ω	Коэффициент активного бокового давления грунта на стенку		
		Эксплуа- тационная нагрузка, λ_a	Сейсмическая нагрузка	
			надводная зона, $\lambda_{a_1}^c$	подводная зона, $\lambda_{a_2}^c$
1	2	3	4	5
1	0	0,307	0,365	0,431
2	$\varphi/2$	0,278	0,340	0,412
3	φ	0,277	0,347	0,434

Из данных таблицы видно, что значения коэффициента активного бокового давления λ_a при эксплуатационной нагрузке существенно снижаются с $\lambda_a = 0,307$ без учёта трения грунта о стенку до $\lambda_a = 0,278(0,277)$ при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ (φ). При сейсмической нагрузке коэффициент активного бокового давления $\lambda_{a_1}^c$ в надводной зоне снижается с $\lambda_{a_1}^c = 0,365$ без учёта трения грунта о стенку до $\lambda_{a_1}^c = 0,340$ и $\lambda_{a_1}^c = 0,347$ при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ и φ , а в подводной зоне может не только уменьшаться с $\lambda_{a_2}^c = 0,431$ без учёта трения грунта о стенку до $\lambda_{a_2}^c = 0,412$ при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, но и повышаться до $\lambda_{a_2}^c = 0,434$ при угле трения грунта о стенку φ .

Характерная эпюра активного давления, построенная для проведённой через переднюю грань подпорной стенки вертикальной плоскости, при сейсмической нагрузке представлена на рис. 1.

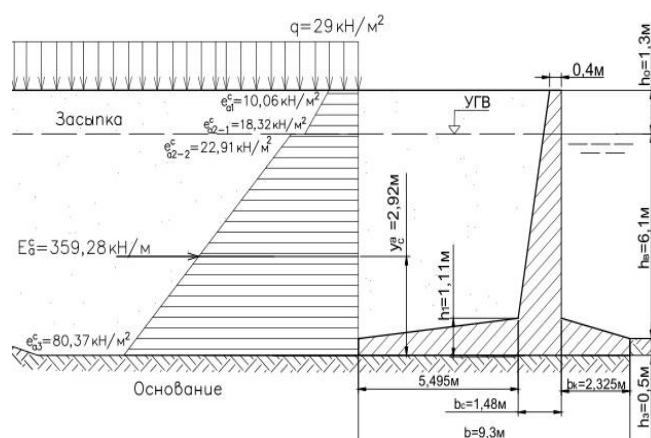


Рисунок 1 – Эпюра активного бокового давления на железобетонную уголкувую подпорную стенку при сейсмической нагрузке при угле трения грунта о тыльную поверхность $\omega = \varphi$

Figure 1 – Plot of active lateral pressure on a reinforced concrete corner retaining wall under seismic load at the angle of friction of the soil on the rear surface $\omega = \varphi$

Согласно проведенным расчётам сила E_a^c бокового активного давления на железобетонную уголкувую подпорную стенку при сейсмическом воздействии 9 баллов составила 341.65, 357.89 и 359.28 кН/м при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, $\varphi=0$ и φ . Соответствующая сила E_a бокового активного давления на железобетонную уголкувую подпорную стенку при эксплуатационной статической нагрузке равнялась 172.52, 190.56 и 171.98 кН/м.

При этом в проведенных расчётах железобетонной уголкувой подпорной стенки при сейсмическом воздействии 8 баллов сила E_a^c бокового активного давления на подпорную стенку снижалась до 283.49, 304.53 и 289.05 кН/м, при сейсмическом воздействии 7 баллов – ещё до 257.47, 280.93 и 259.81 кН/м соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, $\varphi=0$ и φ .

3.3. МАССИВНАЯ БЕТОННАЯ СТЕНКА С АРМИРОВАНИЕМ

Расчёты массивной бетонной подпорной стенки с армированием проводились для общей высоты подпорной стенки 8.6 м, при глубине воды h_b у набережной 7.1 м и высоте возвышения h_0 стенки над уровнем акватории 1.5 м. В качестве грунтов засыпки принят крупный песок с удельным весом $\gamma_{гр} = 19.8 \text{ кН/м}^3$ и влажностью $W = 14\%$. Основание подпорных стенок сложено водонасыщенными глинистыми грунтами (суглинками мягкопластичными) с удельным весом $\gamma_{гр} = 26.9 \text{ кН/м}^3$ влажностью $W = 28\%$, влажностью глинистых грунтов на границе текучести $W_L = 0.35$ и на границе раскатывания $W_p = 0.20$. Расчётный угол φ внутреннего трения песчаных грунтов составлял 36° , а глинистых – 14° при сцеплении $c = 11.47 \text{ кПа}$. Модуль деформации E песчаных грунтов составлял 39 МПа, а глинистых – 9.2 МПа.

Величина полезной нагрузки q на поверхности основания (на кордоне) равнялась 20 кПа.

Проведенные подсчёты коэффициентов активного бокового давления для всех вариантов расчёта сведены в таблице 2.

Таблица 2

Table 2

№ п/п	Угол трения грунта о стенку, ω	Коэффициент активного бокового давления грунта на стенку		
		Эксплуа- тационная нагрузка, λ_a	Сейсмическая нагрузка	
			надводная зона, $\lambda_{a_1}^c$	подводная зона, $\lambda_{a_2}^c$
1	2	3	4	5
1	0	0,260	0,313	0,370
2	$\varphi/2$	0,236	0,292	0,355
3	φ	0,241	0,307	0,385

Из данных таблицы видно, что значения коэффициента активного бокового давления λ_a при эксплуатационной нагрузке существенно снижаются с $\lambda_a = 0,260$ без учёта трения грунта о стенку до $\lambda_a = 0,236(0,241)$ при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ (φ). При сейсмической нагрузке коэффициент активного бокового давления $\lambda_{a_1}^c$ в надводной зоне снижается с $\lambda_{a_1}^c = 0,313$ без учёта трения грунта о стенку до $\lambda_{a_1}^c = 0,292$ и $\lambda_{a_1}^c = 0,307$ при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ и φ , а в подводной зоне может не только уменьшаться с $\lambda_{a_2}^c = 0,370$ без учёта трения грунта о стенку до $\lambda_{a_2}^c = 0,355$ при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, но и повышаться до $\lambda_{a_2}^c = 0,385$ при угле трения грунта о стенку φ .

Характерная эпюра бокового давления грунта при сейсмической нагрузке представлена на рис. 2.

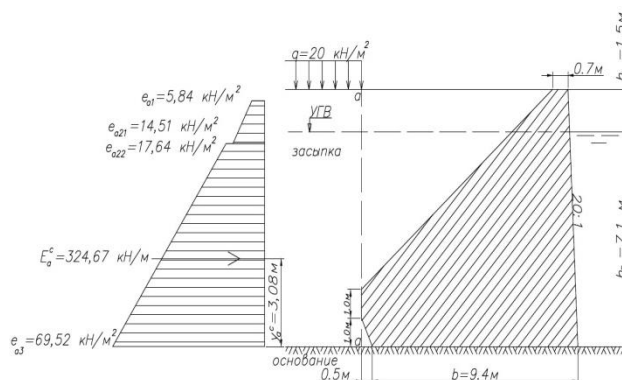


Рисунок 2– Эпюра активного бокового давления на массивную армированную бетонную подпорную стенку при сейсмической нагрузке при угле трения грунта о тыловую поверхность $\omega = \varphi / 2$

Figure 2 – Plot of active lateral pressure on a massive reinforced concrete retaining wall under seismic load at the angle of friction of the soil on the rear surface $\omega = \varphi / 2$

Согласно проведенным расчётам сила E_a^c бокового активного давления на массивную бетонную подпорную стенку при сейсмическом воздействии 9 баллов составила 324.67, 348.78 и 348.93 кН/м при угле трения грунта о стенку $\varphi / 2$, $\varphi = 0$ и φ . Соответствующая сила E_a бокового активного давления на массивную бетонную стенку при эксплуатационной статической нагрузке равнялась 158.53, 161.92 и 174.65 кН/м.

4. ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЁТА

4.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Расчёты были проведены в соответствии с нормативными документами [14–16]. В целом расчёты показали достаточно близкие результаты без учёта и с учётом трения грунта о тыловую поверхность подпорной стенки при сейсмичности 9 баллов. Более детально результаты этих расчётов изложены ниже.

4.1. ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ УГОЛКОВАЯ СТЕНКА

Результаты расчётов по формуле (1) показали, что ширина подошвы железобетонной уголковой подпорной стенки с передней консолью составляет 9.1 и 9.3 м соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi / 2$ и φ , равняясь в последнем случае ширине подошвы подпорной стенки при расчёте без учёта трения грунта о стенку.

Проверка возможности возведения железобетонной уголковой подпорной стенки на грунтах естественного основания для строительного и эксплуатационного (при статической и сейсмической нагрузке) случаев по расчетному давлению на основание показала, что

значения максимальных напряжений σ_{\max} под подошвой подпорной стенки не превышают предельного расчётного давления R^P на грунты основания, также как и средние значения напряжений $0,5(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})$ величины $1.2 R^P$. Отсюда проверка по расчётному сопротивлению грунтов основания показала, что возведение подпорной стенки данного типа непосредственно на грунтах естественного основания возможно.

В тоже время построение диаграммы φ_k -изолиний с выделением зон пластических деформаций в основании подпорной стенки, разработанной профессором Кирилловым В.М. [5], выявило их распространение на глубину 6.63 и 6.66 м соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ и φ (и $\varphi = 0$).

Наличие зон пластических деформаций в основании подпорной стенки потребовало замены слабых грунтов основания на песчаную подушку грунтов засыпки с их уплотнением известными вибродинамическими методами уплотнения [17, 18].

При этом ширина песчаной подушки назначается равной 4.34 (2.32) м при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ и 4.66(2.33) м при φ (и $\varphi = 0$).

Проверка устойчивости подпорной стенки на скольжение при плоском сдвиге в плоскости подошвы при действии сейсмической нагрузки показала, что значения коэффициент запаса устойчивости $K^{стп}$ при плоском сдвиге составляют 1.08, 1.04 и 1.05 соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi = 0$.

Результаты расчётов показали, что при толщине слоя песчаной подушки, равной 2.32 (2.33) м, коэффициент запаса устойчивости повышается до 1.23 для всех расчётных случаев.

Расчётная схема к проверке устойчивости железобетонной уголкового подпорной стенки на глубинный сдвиг приведена на рис. 3. На рис. 3 жёлтым цветом выделена зона выпора грунта с пригрузкой грунтом засыпки и грунтом основания на толщину песчаной подушки.

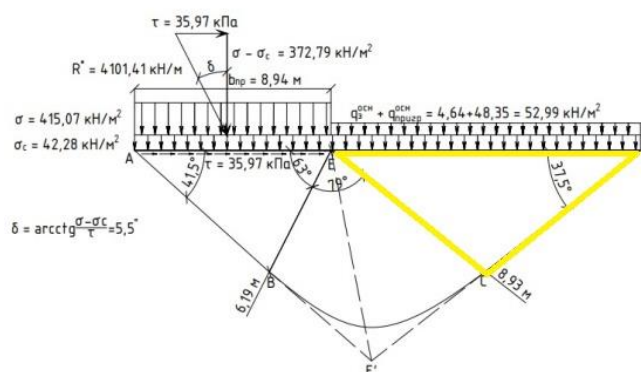


Рисунок 3 – Расчётная схема к проверке устойчивости подпорной стенки на глубинный сдвиг при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ с устройством песчаной подушки толщиной $h'_n = 2.32$ м

Figure 3 – Calculation scheme for checking the stability of the retaining wall for a deep shift at the angle of friction of the soil against the wall $\varphi/2$ with a sand cushion device with a thickness $h'_n = 2.32$ m

В результате проведенных расчетов подпорной стенки на глубинный сдвиг было выявлено ещё большее снижение коэффициента $K_{гд}$ запаса устойчивости до значений около 1 при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$.

При этом устройство песчаной подушки толщиной слоя, равного 2.32 и 2.33 м, позволило увеличить коэффициент запаса устойчивости с 1.02 до 1.18 и с 0.99(0.97) до 1.15 соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$ и φ (и $\varphi=0$).

Характерные графики несущей способности основания под подошвой подпорной стенки при варианте расчёта без пригрузки зон выпора грунта и при её наличии с устройством песчаной подушки толщиной 2.32 м представлены на рис. 4.

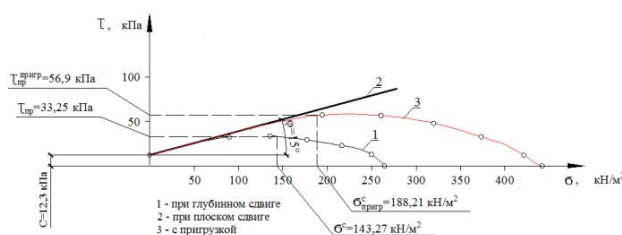


Рисунок 4 – Графики несущей способности основания железобетонной угловой подпорной стенки глубинному сдвигу при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$

Figure 4 – Graphs of the bearing capacity of the base of a reinforced concrete corner retaining wall to deep shear at the angle of friction of the soil against the wall

Необходимое количество свай в основании железобетонной угловой подпорной стенки составило 81, 87 и 83 штуки на 10 погонных метров подпорной стенки соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$.

4.2. МАССИВНАЯ БЕТОННАЯ СТЕНКА С АРМИРОВАНИЕМ

Результаты расчетов по формуле (2) показали, что ширина подошвы массивной армированной подпорной стенки составляет 9.4, 9.8 и 9.7 м соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$.

Проверка возможности возведения массивной армированной бетонной стенки на грунтах естественного основания по расчетному давлению на основание показала, что значения максимальных напряжений σ_{\max} под подошвой подпорной стенки превышают предельное расчетное давление R^p на грунты основания, также как и средние значения напряжений $0,5(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})$ величины $1.2 R^p$. Следовательно, проверка показала, что возведение подпорной стенки данного типа непосредственно на грунтах естественного основания не допускается по существующим нормам.

В этом случае проверка возможности возведения стенки по расчетному давлению на основание должна производиться при устройстве песчаной подушки.

Проведенные расчеты показали, что значения максимальных напряжений $\sigma_{\max}^{\text{под}}$ под подошвой подпорной стенки не превышают предельного расчетного давления $R^p_{\text{под}}$ на грунты основания, также как и средние значения напряжений $0,5(\sigma_{\max}^{\text{под}} + \sigma_{\min}^{\text{под}})$ величины $1.2 R^p_{\text{под}}$ при устройстве песчаной подушки толщиной $h_{\text{п}}$, равной половине максимальной её ширины.

Построение диаграммы φ_k -изолиний с выделением зон пластических деформаций в основании подпорной стенки выявило их распространение на глубину 12.03, 12.15 и 12.06 м соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$.

При этом ширина песчаной подушки назначается равной 8.42 (4.21) м при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, 8.51(4.26) при φ и 8.44(4.22) м при $\varphi=0$.

Характерная техногенная песчаная подушка в основании подпорной стенки, построенная по результатам расчёта данного варианта расчёта при угле трения грунта о подпорную стенку φ , изображена на рис.5.

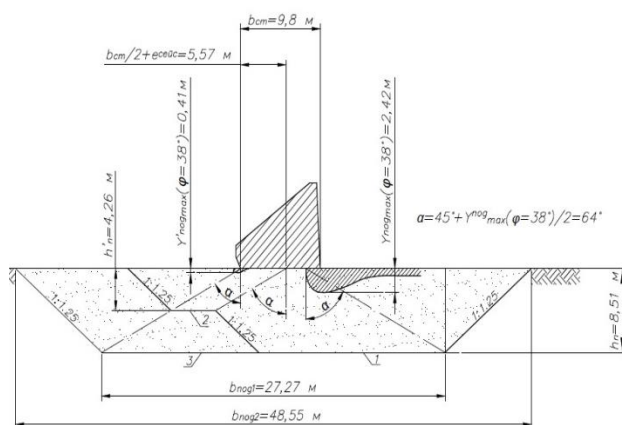


Рисунок 5 – Техногенная песчаная подушка в основании подпорной стенки при угле трения грунта о стенку φ , построенная на основании:

- 1 – диаграммы φ_k – изолиний с очертанием зон областей сдвига, 2 – по расчётному давлению на грунты естественного основания, 3 – по расчёту на глубинный сдвиг

Figure 5 – Technogenic sand cushion at the base of the retaining wall at the angle of friction of the soil against the wall, built on the base:

- 1 – diagrams of φ_k – isolines with the outline of the zones of the shear regions, 2 – according to the calculated pressure on the soils of the natural base, 3 – according to the calculation of the deep shift

Проверка устойчивости подпорной стенки на скольжение при плоском сдвиге в плоскости подошвы при действии сейсмической нагрузки показала, что значения коэффициента запаса устойчивости $K^{пл}$ при плоском сдвиге составляют от 1.21, 1.17 и 1.20 соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$.

В результате проведенных расчётов массивной бетонной подпорной стенки на глубинный сдвиг было выявлено снижение коэффициента $K_{гл}$ запаса устойчивости до значений меньше 1 при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$.

При этом устройство песчаной подушки толщиной слоя, равного 4.21, 4.26 и 4.22 м, позволило увеличить коэффициент запаса устойчивости лишь до значения 1.12 во всех расчётных случаях. Тогда как только устройство песчаной подушки толщиной слоя, равного 8.24, 8.51 и 8.44 м, позволило увеличить коэффициент запаса устойчивости до значений 1.61, 1.57 и 1.58 при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$ соответственно.

Необходимое количество свай в основании массивной бетонной стенки составило 78, 86 и 80 штук на 10 погонных метров подпорной стенки соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, φ и $\varphi=0$.

Схема к размещению свай в поперечном ряду массивной бетонной подпорной стенки представлена на рис. 6.

При свайном варианте фундамента устойчивость стенки на глубинный сдвиг значительно повышается до значений $K_{г\text{л}}$ более 2. Это достигается за счёт того, что проверка устойчивости стенки на глубинный сдвиг при устройстве свайного фундамента производится на устойчивость условного массивного фундамента в основании подпорной стенки с размерами $b_{\text{услф}}$ и $h_{\text{услф}}$, где $b_{\text{услф}}$ – ширина подошвы условного фундамента, $h_{\text{услф}}$ – высота условного фундамента, равная глубине погружения свай. Ширина подошвы условного фундамента, определяемая по зависимости $b_{\text{услф}} = b + h_{\text{услф}} \text{tg}\psi$, где ψ – угол между наружной гранью подпорной стенки и остриём крайней наклонной сваи на уровне глубины её погружения. Высота условного фундамента определяется по зависимости $h_{\text{услф}} = l_{\text{св}} \cos \alpha$, где $l_{\text{св}}$ – длина свай, α – расчётный угол погружения свай.

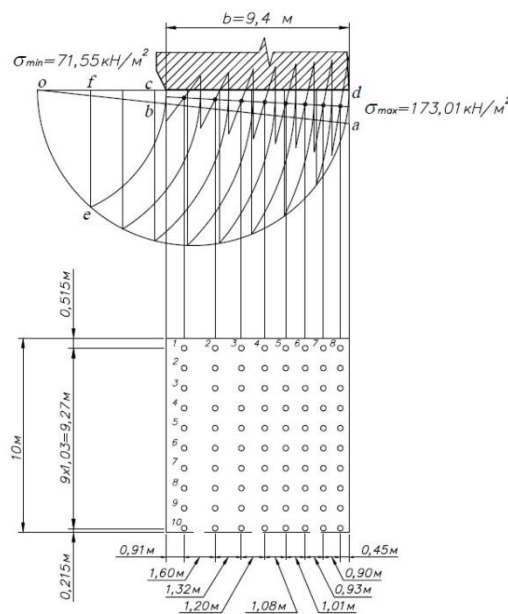


Рисунок 6 – План-схема к размещению свай в поперечном ряду ширины массивной подпорной стенки при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$

Figure 6 – Schematic diagram for the placement of piles in a transverse row of the width of a massive retaining wall at the angle of friction of the soil against the wall $\varphi/2$

5. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЁТА ПО ИССЛЕДОВАНИЯМ ПОВЕДЕНИЯ ГРУНТОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЛНОВЫХ НАГРУЗКАХ

На основании исследований, изложенных в работе [4], автором статьи была проведён анализ результатов проведенных расчётов подпорной стенки.

Согласно проведенным расчётам сила E_a^c бокового активного давления на железобетонную уголковую подпорную стенку при сейсмическом воздействии составила 341.65, 357.89 и 359.28 кН/м, а на массивную бетонную – 324.67, 348.78 и 348.93 кН/м при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, $\varphi=0$ и φ . Соответствующая сила E_a бокового активного давления на железобетонную уголковую подпорную стенку при эксплуатационной статической нагрузке равнялась 172.52, 190.56 и 171.98 кН/м, а на массивную бетонную – 158.53, 161.92 и 174.65 кН/м. Отсюда среднее значение e_a^{stat} бокового давления при эксплуатационной статической нагрузке на железобетонную уголковую подпорную стенку составит 23.31, 25.75 и 23.24 кН/м², а на массивную бетонную – 18.43, 18.83 и 20.31 кН/м². Тогда соответствующее среднее значение дополнительного $e_{ac}^{дин}$ бокового давления при сейсмическом воздействии на железобетонную уголковую подпорную стенку составит 22.86, 22.61 и 25.31 кН/м², а на массивную бетонную – 19.32, 21.73 и 20.27 кН/м².

Из проведенной проверки видно, что значения дополнительного $e_{ac}^{дин}$ бокового давления при сейсмическом воздействии на подпорную стенку либо незначительно меньше значений значение e_a^{stat} бокового давления при эксплуатационной статической нагрузке, либо их превышают. Это свидетельствует о том, что при сейсмическом воздействии сопротивление трению грунта о тыловую поверхность подпорной стенки является очень незначительным или вообще отсутствует.

Характерный график динамического волнового воздействия на подпорную стенку представлен на рис. 7.

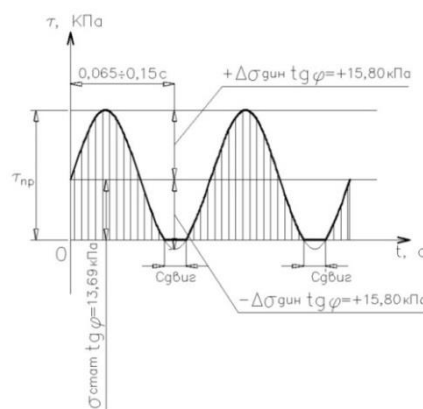


Рисунок 7 – График динамического волнового воздействия на массивную бетонную подпорную стенку при сейсмичности 9 баллов

Figure 7 – Graph of dynamic wave action on a massive concrete retaining wall with a seismicity of 9 points

Из условия равенства сопротивления сдвигу системы «тыловая поверхность стенки – грунт обратной засыпки» запишем

$$\sigma_{\text{стат}} \operatorname{tg} \omega = \left(\sigma_{\text{стат}} - \Delta \sigma_{\text{дин}} \right) \operatorname{tg} \varphi, \quad (10)$$

где $\sigma_{\text{стат}}$ – нормальные статические напряжения на тыловую поверхность стенки; $\Delta \sigma_{\text{дин}}$ – дополнительные нормальные динамические напряжения; ω – угол трения грунта о тыловую поверхность стенки; φ – угол внутреннего трения грунта обратной засыпки.

Преобразуя (10), имеем

$$\frac{E_a}{h_{\text{ст}}} \operatorname{tg} \omega = \left(\frac{E_a}{h_{\text{ст}}} - \frac{\Delta E_a^c}{h_{\text{ст}}} \right) \operatorname{tg} \varphi.$$

или

$$\operatorname{tg} \omega = \left[\frac{E_a - \left(E_a^c - E_a \right)}{E_a} \right] \operatorname{tg} \varphi,$$

где E_a – боковое давление грунта от эксплуатационной статической нагрузки на 1 погонный метр длины подпорной стенки; $(E_a^c - E_a)$ – дополнительное боковое давление грунта от сейсмической нагрузки на 1 погонный метр длины подпорной стенки; $h_{\text{ст}}$ – высота подпорной стенки.

В окончательном виде автором была получена зависимость, для определения угла ω трения грунта о подпорную стенку при различном значении силы E_a^c бокового давления грунта при сейсмической нагрузке, в виде

$$\omega = \operatorname{arctg} \left(2 - \frac{E_a^c}{E_a} \right) \operatorname{tg} \varphi, \quad (11)$$

где E_a – сила бокового давления грунта на подпорную стенку при эксплуатационной статической нагрузке, кН; E_a^c – сила бокового давления грунта на подпорную стенку при сейсмической нагрузке, включающая силу бокового давления грунта при эксплуатационной статической нагрузке; φ – угол внутреннего трения грунта обратной засыпки.

При отрицательном значении выражения в скобках угол ω трения грунта о подпорную стенку принимается равным 0. В этом случае при волновых динамических воздействиях в период времени, когда сила давления грунта при колебаниях грунта от сейсмического воздействия направлена от тыловой поверхности стенки, возможен сдвиг (проскальзывание) грунта обратной засыпки вдоль поверхности стенки под действием силы тяжести грунта и полезной нагрузки. Данный фактор учитывается отсутствием трения грунта о подпорную стенку при сейсмическом воздействии.

Подтверждением сказанного могут служить результаты экспериментальных исследований казахстанских учёных, выполненных под руководством профессора Хомякова В.А. [19], при гармонических колебаниях подпорной стенки, вызываемых вращением диска с выступами, соприкасающегося с наружной частью ограждающей части подпорной стенки. Данные разнонаправленные колебания стенки, имитирующие волновое воздействие грунта при сейсмической нагрузке, вызывали периодический отрыв грунта обратной засыпки и его проскальзывание по тыловой поверхности подпорной стенки с выпором грунта обратной песчаной засыпки.

При этом в проведенных расчётах автора статьи при сейсмическом воздействии 8 баллов сила E_a^c бокового активного давления на подпорную стенку снижалась до 283.49, 304.53 и 289.05 кН/м, при сейсмическом воздействии 7 баллов – ещё до 257.47, 280.93 и 259.81 кН/м соответственно при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, $\varphi=0$ и φ . Следовательно соответствующее среднее значение дополнительного $e_{ac}^{дин}$ бокового давления при сейсмическом воздействии в 8 баллов на подпорную стенку уменьшилось до 14.05, 14.43 и 14.82 кН/м², а при сейсмическом воздействии в 7 баллов – 10.75, 11.44 и 11.12 кН/м².

При этом очевидно, что сила E_a бокового активного давления на подпорную стенку при эксплуатационной статической нагрузке должна приниматься прежней, равной 172.52, 190.56 и 171.98 кН/м, а соответствующее им среднее значение $e_a^{стат}$ бокового давления при эксплуатационной статической нагрузке на подпорную стенку составит 21.84, 24.12 и 21.77 кН/м² при угле трения грунта о стенку $\varphi/2$, $\varphi=0$ и φ .

В результате расчётов по полученным данным по силе бокового активного давления E_a^c на подпорную стенку при сейсмической нагрузке 7 и 8 баллов получены значения угла ω трения грунта о подпорную стенку, соответственно равные 0.569φ и 0.440φ .

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Впервые автором статьи была получена зависимость для определения угла трения грунта о тыловую поверхность подпорной стенки при сейсмической нагрузке различной интенсивности, учитывающая волновой характер динамического воздействия на подпорную стенку.
2. По результатам проведенных исследований также достаточно убедительным представляется то, что расчёт подпорной стенки по несущей способности и устойчивости на сейсмическую нагрузку 9 баллов может проводиться без учёта трения грунта.
3. При сейсмической нагрузке 7 и 8 (и менее) баллов угол трения грунта о тыловую поверхность подпорной стенки должен определяться по зависимости (11), приведённой в данной статье.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кульмач П.П. Морские гидротехнические сооружения. Часть II: причальные, шельфовые и берегоукрепительные сооружения / П.П. Кульмач, В.З. Филиппёнок, Н.Г. Заритовский. Л.: ЛВВИСУ. 1991. 391 с.
2. Будин А.Я. Городские и портовые набережные. СПб.: Политехника. 2014. 424 с.

3. Яковлев П.И. Устойчивость транспортных гидротехнических сооружений. М.: Транспорт. 191 с.
4. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов. М.: Высшая школа. 1991. 441 с.
5. Кириллов В.М. Механика грунтов. СПб.: СПГУВК. 2006. 228 с.
6. Семенюк С.Д., Котов Ю.Н. Железобетонные подпорные стенки // *Вестник Белорусско – Российского Университета*. 2018. № 4 (61). С. 86 – 101.
7. Минаев О.П. Наиболее важные аспекты расчёта и проектирования основания гравитационной подпорной стенки на сейсмическую нагрузку // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2019. № 6. С. 49–56.
8. Minaev O.P. Features of calculating gravity retaining wall without assumption of base soil liquefaction. *Proceedings in Earth and geosciences «Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New materials, structures, technologies and calculations (GFAC 2019)»*. Saint Petersburg, Russia, 6 – 8 February 2019. Editors: R. Mangushev, A. Zhussupbekov, Y. Iwasaki, I. Sakharov. CRC Press / Balkema the Netherlands, Taylor and Francis Group, London, 2019, vol. 2, pp. 182–186.
9. Minaev O.P. Features of calculating stability of retaining wall with significant horizontal load on base soil. *Proceedings in Earth and geosciences «Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New materials, structures, technologies and calculations (GFAC 2019)»*. Saint Petersburg, Russia, 6 – 8 February 2019. Editors: R. Mangushev, A. Zhussupbekov, Y. Iwasaki, I. Sakharov. CRC Press / Balkema the Netherlands, Taylor and Francis Group, London, 2019, vol. 2, pp. 187–192.
10. Зархи А.З. Экспериментальные исследования распределения реактивных давлений грунта на шпунтовую стенку и одиночную сваю при действии горизонтальной силы. Труды ЛИИВТ. Л., 1954. № 21. С. 146 –164.
11. Зархи А.З. Метод расчета одиночной сваи на горизонтальную нагрузку по условию деформации. Труды ЛИИВТ. Л., 1959. № 26. С. 112–125.
12. СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. М.: Минстрой России. 2018.
13. Ставницер Л.Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов. 2010. 448 с.
14. СП 23.13330.2011. Основания гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85*(взамен СНиП II-16-76). М.: Минрегион РФ. 2011.
15. СП 22. 13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*(взамен СНиП II-15-74 и СН 475-75). М.: Стандартинформ. 2017.
16. СП 24.13330.2021 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты» (взамен СНиП II-17-77), (взамен СНиП II-16-76). М.: Минстрой России. 2022.
17. Minaev O.P. Development of vibratory method for soil compaction during construction. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2011, vol. 48, no. 5, pp. 190 – 195.
18. Minaev O.P. Development of Dynamic Methods for Deep Compaction of Slightly Cohesive Bed Soils. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2014, vol. 50, no. 6, pp. 251–254.
19. Khomyakov V., Bessimbyev E. Research of stability of slopes on soil models in the conditions of static and seismic influence. 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ARC 2015: New Innovations and Sustainability, 2015, pp. 924–929.

REFERENCES

1. Kul'mach P.P. Morskie gidrotekhnicheskie sooruzheniya. Chast' II: prichal'nye, shel'fovye i beregoukrepitel'nye sooruzheniya / P.P. Kul'mach, V.Z. Filippyonok, N.G. Zaritovskij. L.: LVVISU. 1991. 391 p. [In Russian]
2. Budin A.Ya. Gorodskie i portovye naberezhnye. SPb.: Politekhnik. 2014. 424 p. [In Russian]
3. Yakovlev P.I. Ustojchivost' transportnykh gidrotekhnicheskikh sooruzhenij. M.: Transport. 191 p. [In Russian]
4. Ivanov P.L. Grunty i osnovaniya gidrotekhnicheskikh sooruzhenij. Mekhanika gruntov. M.: Vysshaya shkola. 1991. 441 p. [In Russian]
5. Kirillov V.M. Mekhanika gruntov. SPb.: SPGUVK. 2006. 228 p. [In Russian]
6. Semenyuk S.D., Kotov Yu.N. Zhelezobetonnye podpornye stenki. *Vestnik Belorussko – Rossijskogo Universiteta*. 2018, no. 4 (61), pp. 86 – 101. [In Russian]
7. Minaev O.P. Naibolee vazhnye aspekty raschyota i proektirovaniya osnovaniya gravitacionnoj podpornoj stenki na sejsmicheskuyu nagruzku. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2019, no. 6, pp. 49–56. [In Russian]
8. Minaev O.P. Features of calculating gravity retaining wall without assumption of base soil liquefaction. *Proceedings in Earth and geosciences «Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New materials, structures, technologies and calculations (GFAC 2019)»*. Saint Petersburg, Russia, 6 – 8 February 2019. Editors: R. Mangushev, A. Zhussupbekov, Y. Iwasaki, I. Sakharov. CRC Press/ Balkema the Netherlands, Taylor and Francis Group, London, 2019, vol. 2, pp. 182–186.
9. Minaev O.P. Features of calculating stability of retaining wall with significant horizontal load on base soil. *Proceedings in Earth and geosciences «Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New materials, structures, technologies and calculations (GFAC 2019)»*. Saint Petersburg, Russia, 6 – 8 February 2019. Editors: R. Mangushev, A. Zhussupbekov, Y. Iwasaki, I. Sakharov. CRC Press/ Balkema the Netherlands, Taylor and Francis Group, London, 2019, vol. 2, pp. 187–192.
10. Zarkhi A.Z. Eksperimental'nye issledovaniya raspredeleniya reaktivnykh davlenij grunta na shpuntovuyu stenu i odinochnuyu svayu pri dejstvii gorizontal'noj sily. *Trudy LIIVT. L.*, 1954, no. 21, pp. 146 –164. [In Russian]
11. Zarkhi A.Z. Metod rascheta odinochnoj svai na gorizontal'nyuyu nagruzku po usloviyu deformacii. *Trudy LIIVT. L.*, 1959, no. 26, pp. 112–125. [In Russian]
12. SP 14.13330.2018. *Stroitel'stvo v sejsmicheskikh rajonakh. Aktualizirovannaya redakciya SNIP II-7-81**. M.: Minstroj Rossii. 2018. [In Russian]
13. Stavnitser L.R. *Sejsmostojkost' osnovanij i fundamentov*. M.: Izdatel'stvo Associacii stroitel'nykh vuzov. 2010. 448 p. [In Russian]
14. SP 23.13330.2011. *Osnovaniya gidrotekhnicheskikh sooruzhenij. Aktualizirovannaya redakciya SNIP 2.02.02-85*(vzamen SNIP II-16-76)*. M.: Minregion RF. 2011. [In Russian]
15. SP 22. 13330.2016. *Osnovaniya zdaniy i sooruzhenij. Aktualizirovannaya redakciya SNIP 2.02.01-83*(vzamen SNIP II-15-74 i SN 475-75)*. M.: Standartinform. 2017. [In Russian]
16. CP 24.13330.2021 «SNIP 2.02.03-85 Svajnye fundamenty» (vzamen SNIP II-17-77), (vzamen SNIP II-16-76). M.: Minstroj Rossii. 2022. [In Russian]
17. Minaev O.P. Development of vibratory method for soil compaction during construction. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2011, vol. 48, no. 5, pp. 190 – 195. [In Russian]

18. Minaev O.P. Development of Dynamic Methods for Deep Compaction of Slightly Cohesive Bed Soils. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2014, vol. 50, no. 6, pp. 251–254. [In Russian]
19. Khomyakov V., Bessimbyev E. Research of stability of slopes on soil models in the conditions of static and seismic influence. 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ARC 2015: New Innovations and Sustainability, 2015, pp. 924–929.

Информация об авторе

Минаев Олег Петрович, кандидат технических наук, доцент кафедры управления строительством и эксплуатацией объектов военной инфраструктуры Военного института (инженерно-технического) Военной академии материально-технического обеспечения имени генерала А. В. Хрулёва, кафедры гидротехнических сооружений, конструкций и гидравлики Института водного транспорта Государственного университета морского и речного флота имени адмирала С.О. Макарова. Санкт-Петербург, Российская Федерация

Oleg P. Minaev, Cand. Sci. (Engineering), associate professor of the Department of construction and operation management of military infrastructure facilities of Military institute (engineering and technical) of Military academy of logistics named army general A.V. Khrulev & of the Departments of hydrotechnical facilities, structures and hydraulics of the Institute of water transport of Admiral Makarov State university of maritime. Saint Petersburg, Russian Federation

УДК 699.841

DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-29-37](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-29-37)

Теоретические и экспериментальные исследования

Моделирование взаимодействия сооружения с основанием при сейсмических воздействиях

Низомов Джахонгир Низомович¹, Сангинов Абдусамад Мирвафоевич²

^{1,2} Институт геологии, сейсмостойкого строительства и сейсмологии Национальной академии наук Таджикистана. Душанбе, Республика Таджикистан

Аннотация: Задача взаимодействия сооружения с упругим полупространством представляет практический интерес по ряду причин. Во-первых, сооружение и грунт, на котором оно покоится, образуют связанную динамическую систему, и существенной может быть обратная связь от сооружения к пластам грунта. В этом случае, например, сейсмическое воздействие не может определяться независимо от характеристик сооружения. Во-вторых, не всегда удается выбрать или смоделировать записи колебаний грунта, которые являются представительными для определенных грунтовых условий строительной площадки. В этом случае желательно при расчетах учитывать характеристики массива фундамента. В-третьих, грунт также может взаимодействовать с сооружением, вызывая изменения в его напряженном состоянии.

Проблема динамического взаимодействия сооружений с основанием и передачи колебаний через грунт связана с такими науками как инженерная сейсмология, теория сейсмостойкости, механика деформируемого твердого тела. В настоящей статье рассматривается проблема задания расчетного сейсмического воздействия на сооружение.

Ключевые слова: землетрясение, взаимодействие с основанием, кинематическое возмущение, основание сооружения, сейсмическое воздействие

Для цитирования: Низомов Д.Н., Сангинов А.М. Моделирование взаимодействия сооружения с основанием при сейсмических воздействиях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2023. № 1. С. 29-37.

DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-29-37](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-29-37)

Theoretical and experimental studies

Simulation of the interaction of the structure with the foundation under seismic impacts

Djahongir N. Nizomov¹, Abdusamad M. Sanginov²

^{1,2} Institute of Geology, Earthquake Engineering and Seismology of the National Academy of Sciences of Tajikistan NAST. Dushanbe, Republic of Tajikistan

Abstract: The problem of the interaction of a structure with an elastic half-space is of practical interest for a number of reasons. Firstly, the structure and the soil on which it rests form a

@ D.N. Nizomov, A.M. Sanginov, 2023

connected dynamic system, and the feedback from the structure to the soil layers can be significant. In this case, for example, the seismic action cannot be determined independently of the characteristics of the structure. Second, it is not always possible to select or model ground motion records that are representative of the specific ground conditions of a construction site. In this case, it is desirable to take into account the characteristics of the foundation array in the calculations. Thirdly, the soil can also interact with the structure, causing changes in its stress state.

The problem of dynamic interaction of structures with the foundation and the transmission of vibrations through the ground is associated with such sciences as engineering seismology, theory of seismic resistance, mechanics of a deformable solid body. This article deals with the problem of setting the design seismic impact on the structure.

Keywords: earthquake, interaction with the base, kinematic perturbation, structure base, seismic impact

For citation: Nizomov D.N., Sanginov A.M. Simulation of the interaction of the structure with the foundation under seismic impacts. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2023, no. 1, pp. 29-37 (In Russian) DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-29-37](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-29-37)

Возможно различное математическое моделирование задачи о совместных колебаниях двух различных систем – сооружения и грунтового основания:

- 1) использование единой динамической модели, объединяющей обе системы в одну, и решение задачи о колебаниях единой системы;
- 2) решение задач о колебаниях каждой из систем без связи с другой и затем использование условий совместности для решения задачи о связанных колебаниях.

В настоящее время существуют два основных подхода к решению проблемы взаимодействия сооружения с основанием:

- 1) использование эквивалентных динамических характеристик основания;
- 2) прямой метод, в котором колебания сооружения и основания исследуются совместно.

По первому подходу могут быть три варианта решения задачи:

- 1) определение сейсмического воздействия на фундамент исследуемого объекта, исходя из направления падения сейсмических волн и геометрии фундамента;
- 2) определение эквивалентных динамических характеристик основания (модели Винклера, Власова–Леонтьева и т.п.).

В практических расчетах предполагается, что основание состоит из горизонтальных слоев и нижнего подстилающего скального слоя, который представляет собой однородное полупространство. При этом направление падения сейсмических волн принимается вертикальным. Грунт рассматривается как линейная упруго-вязкая среда. В этом случае проблема передачи сейсмического воздействия через слоистое основание сводится к решению одномерной задачи распространения упругой волны.

Рассмотрим задачу о колебаниях штампа, лежащего на упругом полупространстве с однородным поверхностным слоем при действии поперечной волны. Предполагается, что штамп жестко связан с упругим телом и перемещение его определяет перемещение границы упругого тела. На поверхности упругого тела вне штампа нормальная и тангенциальная составляющие напряжения равны нулю. Поверхностный слой толщиной h имеет плотность ρ_1 , и скорость распространения волны c_1 , а подстилающий слой соответственно имеет ρ_2 и c_2 . Для принятой системы координат (рис. 1) динамическое состояние полупространства описывается плоским волновым уравнением

$$\frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} = \frac{1}{c_2^2} \cdot \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2}, \quad u_y = u_y(x, t)$$

Данное уравнение – дифференциальное уравнение плоской поперечной волны, распространяющейся по оси Oz . Можно легко показать, что функция (1) является его решением.

Предположим, что от подстилающего слоя вверх движется синусоидальная поперечная волна с амплитудой A_0 и частотой ω

$$A_2(x, t) = A_0 \exp \left[i\omega \left(t + \frac{x}{c_2} \right) \right], \quad c_2 = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{G_2}{\rho_2}}, \quad (1)$$

а в поверхностном слое приобретает вид

$$A_1(x, t) = A_1 \exp \left[i\omega \left(t + \frac{x}{c_1} \right) \right], \quad c_1 = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{G_1}{\rho_1}}, \quad (2)$$

c_1, c_2 – скорости поперечных волн соответственно в поверхностном и подстилающем слоях. Поперечная волна, достигая поверхность $x = -h$, приводит в движение штамп, а затем, отражаясь от него, создает волну

$$B_1(x, t) = B_1 \exp \left[i\omega \left(t - \frac{x}{c_1} \right) \right], \quad (3)$$

которая в подстилающем слое записывается в виде

$$B_2(x, t) = B_2 \exp \left[i\omega \left(t - \frac{x}{c_2} \right) \right]. \quad (4)$$

В формулах (1) – (4): A_0 – заданная амплитуда волны; A_1, B_1, B_2 – неизвестные амплитуды; c_1, c_2 – скорости поперечных волн соответственно в поверхностном и подстилающем слоях.

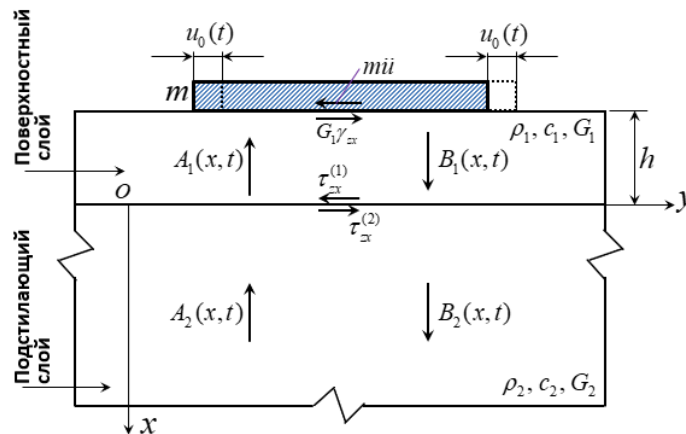


Рисунок 1 – Двухслойная полуплоскость при действии поперечной волны

Figure 1 – Two-layer half-plane under the action of a transverse wave

Перемещение грунта в поверхностном и подстилающем слоях состоит из суммы прямой и отраженной волны:

$$u_y^{(1)} = u_1(x, t) = A_1 e^{i\omega \left(t + \frac{x}{c_1} \right)} + B_1 e^{i\omega \left(t - \frac{x}{c_1} \right)}, \quad (5)$$

$$u_y^{(2)} = u_2(x, t) = A_0 e^{i\omega \left(t + \frac{x}{c_2} \right)} + B_2 e^{i\omega \left(t - \frac{x}{c_2} \right)}. \quad (6)$$

Граничные условия задачи с учетом штампа записываются в виде

$$1) G_1 \frac{\partial u}{\partial x} = m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \text{ при } x = -h; \quad 2) u_1 = u_2; \quad 3) \tau_{xy}^{(1)} = \tau_{xy}^{(2)} \text{ при } x = 0, \quad (7)$$

где G_1 – модуль сдвига поверхностного слоя; m – масса единицы площади штампа. Из трех граничных условий (7) с учетом (5) и (6) получим систему алгебраических уравнений

$$\begin{aligned} A_1 \theta_1 e^{i\omega \left(t - \frac{h}{c_1} \right)} + B_2 \theta_2 e^{i\omega \left(t + \frac{h}{c_1} \right)} &= 0, \\ A_1 + B_1 - B_2 &= A_0, \\ k_0 A_1 - k_0 B_1 + B_2 &= A_0, \end{aligned} \quad (8)$$

где $k_0 = \frac{G_1 c_2}{G_2 c_1}$; $\theta_1 = m^* \omega^2 + i \frac{\omega}{c_1}$, $\theta_2 = m^* \omega^2 - i \frac{\omega}{c_1}$, $m^* = \frac{m}{G_1}$.

Из совместного решения (8) находим амплитуды колебаний:

$$A_1 = \frac{2A_0}{z_1}, \quad B_1 = -\frac{2A_0 z e^{-i\omega \frac{2h}{c_1}}}{z_1}, \quad B_2 = \frac{A_0 \left[(1-k_0) - (1+k_0)z \cdot e^{-i\omega \frac{2h}{c_1}} \right]}{z_1}, \quad (9)$$

где $z_1 = (1+k_0) - (1-k_0)z \cdot e^{-i\omega \frac{2h}{c_1}}$ $z = \frac{\theta_1}{\theta_2}$.

Внося A_1 и B_1 в (5), получим формулу определения перемещений в поверхностном слое, откуда при $x = -h$ будем иметь горизонтальное перемещение штампа

$$u_0(t) = \frac{2A_0(1-z)}{z_1 \exp \left[-i\omega \left(t - \frac{h}{c_1} \right) \right]} = \frac{2A_0}{x+iy}, \quad (10)$$

$$x = \cos \omega t \cdot \cos \frac{\omega h}{c_1} - k_0 \sin \omega t \sin \frac{\omega h}{c_1} + k_0 k_m \sin \omega t \cos \frac{\omega h}{c_1} + k_m \cos \omega t \sin \frac{\omega h}{c_1};$$

$$y = k_0 k_m \cos \omega t \cos \frac{\omega h}{c_1} - k_m \sin \omega t \cdot \sin \frac{\omega h}{c_1} - \sin \omega t \cos \frac{\omega h}{c_1} - k_0 \cos \omega t \cdot \sin \frac{\omega h}{c_1},$$

$$k_0 = \frac{G_1 c_2}{G_2 c_1} = \frac{\rho_1 c_1}{\rho_2 c_2}, \quad k_m = \frac{k_2}{k_1}, \quad k_1 = \frac{\omega}{c_1}, \quad k_2 = m^* \omega^2.$$

Амплитуда колебаний штампа, равная модулю $u_0(t)$ выражается так

$$u_0 = \frac{2A_0}{\sqrt{x^2 + y^2}} = \frac{2A_0}{\sqrt{k_0^2 (\sin \beta + k_m \cos \beta)^2 + (\cos \beta - k_m \sin \beta)^2}}, \quad (11)$$

где $\beta = \omega h / c_1 = k_1 \cdot h$.

коэффициент k_m , учитывающий влияние штампа на амплитуду колебаний поверхности при $x = -h$, можно выразить либо через длину волны $l = 2\pi / k_1$, либо через параметр β :

$$k_m = \frac{k_2}{k_1} = \frac{2\pi m}{\rho_1 l} = \frac{m}{\rho_1 h}. \quad (12)$$

Перемещение на границе между поверхностным слоем и грунтом основания, полученное из (6) при $x = 0$, с учетом (9) записывается в виде

$$u_{12}(t) = 2A_0 \frac{(1-z)(\cos \beta - k_m \sin \beta)}{z_1 \exp \left[-i\omega \left(t - \frac{h}{c_1} \right) \right]}, \quad (13)$$

откуда, отделив действительную и мнимую части, находим амплитуду горизонтальных колебаний в плоскости $x = 0$

$$u_{12} = \frac{2A_0(\cos\beta - k_m \sin\beta)}{\sqrt{k_0^2(\sin\beta + k_m \cos\beta)^2 + (\cos\beta - k_m \sin\beta)^2}}, \quad (14)$$

Отношение амплитуд

$$u_0 / u_{12} = 1 / (\cos\beta - k_m \sin\beta), \quad (15)$$

в зависимости от β и k_m может принимать значения от 0 до ∞ . Следует заметить, что при $k_m = 0$, что соответствует отсутствию штампа, из (11), (14) и (15) мы получим известные решения [1]

$$u_0 = \frac{2A_0}{\sqrt{\cos^2\beta + k_0 \sin^2\beta}}, \quad u_{12} = \frac{2A_0 \cos\beta}{\sqrt{\cos^2\beta + k_0 \sin^2\beta}}, \quad \frac{u_0}{u_{12}} = \sec\beta.$$

Амплитуду колебаний касательных напряжений на линии сцепления штампа с упругим телом определим с помощью (5), откуда при $x = -h$, получаем

$$\frac{\partial u}{\partial x} = 2A_0 \frac{\omega i(1+z)}{c_1 z_1} \exp\left[i\omega\left(t - \frac{h}{c_1}\right)\right],$$

$$\tau_{xy} = G_1 \cdot \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{2A_0 m \omega^2}{\sqrt{k_0^2(\sin\beta + k_m \cos\beta)^2 + (\cos\beta - k_m \sin\beta)^2}}. \quad (16)$$

$$k_0 = \frac{G_1 c_2}{G_2 c_1} = \frac{\rho_1 c_1}{\rho_2 c_2} \text{ (б/р)}, \quad k_1 = \frac{\omega}{c_1} \text{ (м}^{-1}\text{)}, \quad m^* = \frac{m}{G_1} \text{ (с}^2\text{/м)}, \quad k_2 = m^* \omega^2 \text{ (м}^{-1}\text{)},$$

$$k_m = \frac{k_2}{k_1} = \frac{m \omega c_1}{G_1}, \quad \beta = \frac{\omega h}{c_1} = k_1 \cdot h.$$

Как следует из полученных результатов, усиление колебаний штампа происходит при движении волны с периодом ($\beta = 1,314$)

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi h}{c_1 \beta} = 4,78 \frac{h}{c_1} = 4,78 t_0, \quad t_0 = \frac{h}{c_1},$$

который в 4,78 раза больше t_0 – времени прохождения волны через поверхностный слой.

В табл. 1 представлены значения касательных напряжений, полученных по формуле (16) при $k_m = 0,2\beta$ и различных значениях k_0 . Если правую часть формулы (11) представить как произведение динамического коэффициента на A_0 , то при определенных значениях k_m , коэффициент k_0 играет роль параметра затухания. Следовательно, с увеличением плотности (жесткости) грунта поверхностного слоя амплитуда колебаний штампа уменьшается.

Таблица 1 – Безразмерные значения касательных напряжений $\tau_{xy} / A_0 m \omega^2$ на контактной линии в зависимости от k_0 и β

Table 1 – Dimensionless values of tangential stresses $\tau_{xy} / A_0 m \omega^2$ on the contact line, depending on k_0 and β

k_0	$\beta = \omega h / c_1$					
	0	$\pi / 4$	1,314	$\pi / 2$	$3\pi / 4$	π
0	2	3,36	∞	6,36	1,92	2
0,25	2	3,16	7,72	4,98	1,92	1,98
0,5	2	2,76	3,86	3,38	1,90	1,90
1,0	2	1,96	1,93	2,58	1,80	1,70
2,0	2	1,14	0,96	0,98	1,56	1,24

Из полученных результатов (табл.1) следует, что при $\beta > 0$ и с увеличением k_0 касательные напряжения на контактной поверхности уменьшаются.

Предположим, что основание состоит из двух упругих тел, гладко соединенных в точках поверхности $x = 0$, а на поверхности $x = h_2$ действует динамическая нагрузка $q(t)$. Обе части упругого основания имеют разные плотности ρ_1 и ρ_2 и разные волновые скорости c_1 и c_2 . Волна, бегущая по основанию, в точке $x = 0$ сталкивается со скачком импеданса, часть падающей волны отразится, а другая часть пройдет в область с импедансом $\rho_1 c_1$. Граничные условия задачи для принятой системы координат (2) записываются в виде

$$\begin{aligned}
 G_1 \frac{\partial u_1}{\partial x} &= m \frac{\partial^2 u_1}{\partial t^2} \quad \text{при } x = -h_1; \\
 u_1(x, t) &= u_2(x, t), \quad G_1 \frac{\partial u_1}{\partial x} = G_2 \frac{\partial u_2}{\partial x} \quad \text{при } x = 0, \\
 G_2 \frac{\partial u_2}{\partial x} &= -q(t) \quad \text{при } x = h_2.
 \end{aligned} \tag{17}$$

В результате аналитического решения поставленной задачи получим модуль амплитуды горизонтальных колебаний штампа

$$u_0 = \frac{k_0 q^*}{k_0 (m \omega^2 \cos \alpha \cdot \cos \beta + k_1 G_1 \sin \alpha \cdot \cos \beta) - m \omega^2 \sin \alpha \cdot \sin \beta + k_1 G_1 \cos \alpha \cdot \sin \beta}, \tag{17, a}$$

где $q^* = q(t) e^{-i\omega t}$, $\alpha = k_1 h_1$, $\beta = k_2 h_2$, что при $k_0 = 1$, $\alpha + \beta = kh$ совпадает с решением для однослойного основания.

Далее переходим к решению задачи методом граничных уравнений [2]. Используя систему координат, представленную на рис. 2, запишем уравнение

$$u(\xi) = u_0^*(\xi) \varphi_0 - \varphi_0^*(\xi) u_0 + u_1 \varphi_0^*(\xi) - u_1^*(\xi) \varphi_1,$$

где $\varphi = du / dx$, $\varphi^* = du^* / dx$, u_0, u_1 – искомые перемещения соответственно в точках $x = 0$, $x = h$, для двух слоев основания

$$\begin{aligned}
 u(\xi) &= u_0^*(\xi) \varphi_0 - \varphi_0^*(\xi) u_0 + \varphi_1^*(\xi) u_1 - u_1^*(\xi) \varphi_1, \quad 0 \leq \xi < h_1, \\
 u(\xi) &= u_2^*(\xi) \varphi_2 - \varphi_2^*(\xi) u_2 + \varphi_3^*(\xi) u_3 - u_3^*(\xi) \varphi_3, \quad h_1 < \xi < h.
 \end{aligned} \tag{18}$$

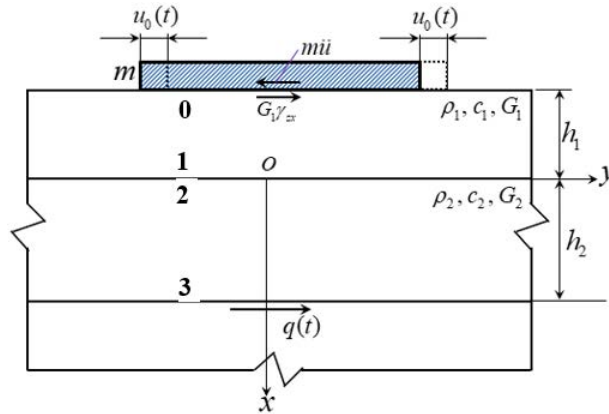


Рисунок 2 – К решению задачи штампа, лежащего на двухслойном основании при действии гармонической нагрузки

Figure 2 – To the solution of the problem of a stamp lying on a two-layer base under the action of a harmonic load

Используя предельный переход из (18), получим систему уравнений

$$\begin{aligned} (1 + \varphi_{00}^*)u_0 - \varphi_{10}^*u_1 + u_{10}^*\varphi_1 &= u_{00}^*\varphi_0, \\ \varphi_{01}^*u_0 + (1 - \varphi_{11}^*)u_1 + u_{11}^*\varphi_1 &= u_{01}^*\varphi_0, \\ (1 + \varphi_{22}^*)u_2 - \varphi_{32}^*u_3 - u_{22}^*\varphi_2 &= -u_{32}^*\varphi_3, \\ \varphi_{23}^*u_2 + (1 - \varphi_{33}^*)u_3 - u_{23}^*\varphi_2 &= -u_{33}^*\varphi_3. \end{aligned} \quad (19)$$

Записав граничные условия в виде

$$G_1\varphi_0 = -m\omega^2 u_0, \quad u_1 = u_2, \quad G_1\varphi_1 = G_2\varphi_2, \quad G_2\varphi_3 = -q^*, \quad (20)$$

и внося их в систему (19), получаем граничные параметры

$$\begin{aligned} u_0 &= \frac{k_0 q^*}{k_0 d_1 + d_2}, \quad u_1 = \frac{(k_1 G_1 \cos \alpha - m\omega^2 \sin \alpha)}{k_2 G_2 (k_0 d_1 + d_2)}, \quad u_3 = -\frac{q^* (k_0 d_3 - d_4)}{k_2 G_2 (k_0 d_1 + d_2)}, \\ \varphi_1 &= -\frac{k_0 (k_1 G_1 \sin \alpha + m\omega^2 \cos \alpha) q^*}{G_1 (k_0 d_1 + d_2)}, \end{aligned} \quad (21)$$

где

$$\begin{aligned} d_1 &= k_1 G_1 \sin \alpha \cdot \cos \beta + m\omega^2 \cos \alpha \cdot \cos \beta, \\ d_2 &= k_1 G_1 \cos \alpha \cdot \sin \beta - m\omega^2 \sin \alpha \cdot \sin \beta, \\ d_3 &= k_1 G_1 \sin \alpha \cdot \sin \beta + m\omega^2 \cos \alpha \cdot \sin \beta, \\ d_4 &= k_1 G_1 \cos \alpha \cdot \cos \beta - m\omega^2 \sin \alpha \cdot \cos \beta \end{aligned}$$

Можно заметить, что полученная амплитуда колебаний штампа методом граничных уравнений совпадает с классическим решением (17, а).

В таблице 2 приведены значения амплитуды колебаний штампа в зависимости от α и β при различных значениях k_m и $k_0 = 0,25$.

Таблица 2 – Амплитуды колебания штампа при $k_0 = 0,25$

Table 2 – The amplitudes of the stamp oscillation at $k_0 = 0,25$

α	$k_m = 0,25$					$k_m = 0,5$				
	β					β				
	0	$\pi/4$	$\pi/2$	$3\pi/4$	π	0	$\pi/4$	$\pi/2$	$3\pi/4$	π
0	4	1,13	1,0	1,88	-4,0	2	0,94	1,0	0,94	-2,0
$\pi/4$	2,83	4,0	∞	-4,0	-2,83	1,88	-8,0	-1,41	-2,66	-1,88
$\pi/2$	4	-2,83	-1,0	-1,13	-4,0	4,0	-0,81	-0,5	-0,63	-4,0
$3\pi/4$	∞	0,40	-0,71	-1,0	∞	-5,65	-0,62	-0,47	-0,53	5,65
π	-4	-1,13	-1,0	-1,88	4,0	-2,0	-0,94	-1,0	-0,94	2,0

Из полученных результатов, приведенных в таблице 2, следует, что с увеличением k_m , то есть с уменьшением жесткости грунта поверхностного слоя, увеличивается амплитуда колебаний штампа.

Выводы

Получено аналитическое решение задачи о колебаниях штампа, лежащего на упругом неоднородном полупространстве при действии поперечной волны. Установлено, что с увеличением плотности грунта поверхностного слоя амплитуда колебаний штампа уменьшается. Усиление колебаний штампа имеет место в том случае, когда период волны в 4,78 раза больше времени прохождения волны через поверхностный слой. Достоверность полученных результатов подтверждается путем сравнения с известными решениями, полученными для неоднородного полупространства без штампа. Полученные результаты позволяют оценить поведение модуля амплитуды колебаний штампа в зависимости от изменения физических и геометрических параметров двухслойного основания.

Список литературы

1. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. М.: Стройиздат. 1980. 342 с.
2. Низомов Д.Н. Метод граничных уравнений и сплайн-аппроксимаций в решении статических и динамических задач строительной механики: Дисс. докт. техн. наук. М.: МИСИ (МГСУ). 1999. 322 с.
3. Низомов Д.Н. Метод граничных уравнений в решении статических и динамических задач строительной механики. М.: Изд-во АСВ, 2000. 282 с.

References

1. Okamoto Sh. Seismic stability of engineering structures. Moscow: Stroyizdat. 1980. 342 p. (In Russian)
2. Nizomov D.N. The method of boundary equations and spline approximations in solving static and dynamic problems of structural mechanics: Diss. doc. tech. Sciences. Moscow: MISI (MGSU). 1999. 322 p. (In Russian)
3. Nizomov D.N. Method of boundary equations in solving static and dynamic problems of structural mechanics. M.: Publishing house ASV, 2000. 282 p. (In Russian)

Информация об авторах / Information about the authors

Низомов Джахонгир Низомович, доктор технических наук, профессор, член-корреспондент НАНТ, заведующий лабораторией сейсмостойкости зданий и сооружений. Институт геологии, сейсмостойкого строительства и сейсмологии НАНТ. Душанбе, Республика Таджикистан ties@mail.ru

Djahongir N. Nizomov, Dr. Sci. (engineering), professor, Corresponding Member of NAST, Head of the Laboratory of seismic resistance of buildings and structures, Institute of geology, earthquake engineering and seismology of the National Academy of sciences of Tajikistan (NAST). Dushanbe, Republic of Tajikistan ties@mail.ru

Сангинов Абдусамад Мирвафоевич, кандидат технических наук, ведущий научный сотрудник лаборатории сейсмостойкости зданий и сооружений. Институт геологии, сейсмостойкого строительства и сейсмологии НАНТ. Душанбе, Республика Таджикистан samad80@mail.ru

Abdusamad M. Sanginov, Cand. Sci. (engineering), leading researcher at the Laboratory of seismic resistance of buildings and structures, Institute of geology, earthquake engineering and seismology of the National Academy of sciences of Tajikistan (NAST.)
Dushanbe, Republic of Tajikistan samad80@mail.ru

УДК 691

DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-38-43](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-38-43)

Теоретические и экспериментальные исследования

Проектирование коротковолновых радиопередающих антенн в особых климатических условиях

Белаш Татьяна Александровна¹, Сафин Родион Романович²

^{1,2} Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

Аннотация: *Введение.* Показана актуальность выбранной темы. Рассмотрен расчет коротковолновой радиопередающей антенны, установленной на коммуникационном сооружении связи в виде мачты на оттяжках. Площадка строительства характеризуется большими значениями ветрового давления, сейсмичностью 9 баллов и грунтами III категории.

Цель. Целью расчета является проверка стойки и оттяжек типовой мачты, предоставленной заводом с учетом характеристик площадки строительства и оценка ее сейсмостойкости.

Материалы и методы. Расчет выполнен в программе автоматизированного проектирования САД. Сейсмическое воздействие задано автоматически с использованием возможностей программного обеспечения. Графики коэффициента динамичности приняты по СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах».

Результаты. Стойка мачты и оттяжки имеют необходимый запас по прочности и устойчивости и допускаются к установке на площадке с имеющимися климатическими условиями. Сейсмическая нагрузка оказала меньшее влияние, чем комбинация ветровой и гололедной нагрузки.

Выводы. Ветровая нагрузка и сочетание ветровой и гололедной нагрузок с большей вероятностью будут определять конструкцию коммуникационных сооружений, чем сейсмические эффекты. Мачты относительно легкие (расчетные силы ветра будут больше сил гравитации) и поскольку их масса более или менее линейно распределена по их высоте, силы боковой инерции, порождаемые сейсмическими возбуждениями этой распределенной массы, будут не такими значительными, как силы ветра.

Ключевые слова: коммуникационные сооружения связи, антенно-мачтовые сооружения, мачты связи

Для цитирования: Белаш Т.А., Сафин Р.Р. Проектирование коротковолновых радиопередающих антенн в особых климатических условиях // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2023. № 1. С.38–43.

DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-38-43](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-38-43)

Theoretical and experimental studies

Design of short-wave radio transmitting antennas in special climatic conditions

@ Белаш Т.А., Сафин Р.Р., 2023

Tatiana A. Belash¹, Rodion R. Safin²

^{1,2} Central Research Institute of Building Structures (TSNIISK) named after V.A. Kucherenko of JSC "SIC "Construction". Moscow, Russian Federation

Abstract: *Introduction.* The relevance of the chosen topic is shown. The calculation of a short-wave radio transmitting antenna installed on a communication structure in the form of a mast on guy wires is considered. The construction site is characterized by high values of wind pressure, seismicity of 9 points and soils of category III.

Goal. The purpose of the calculation is to check the rack and guy ropes of a typical mast provided by the plant, taking into account the characteristics of the construction site and to assess its seismic resistance.

Materials and methods. The calculation was performed in the computer-aided design program SCAD. The seismic impact is set automatically using the capabilities of the software. Graphs of the dynamism coefficient were adopted according to SP 14.13330.2018 Construction in seismic areas.

Results. The mast stand and the guy ropes have the necessary margin of strength and stability and are allowed to be installed on a site with existing climatic conditions. The seismic load had less impact than the combination of wind and ice load.

Conclusions. Wind load and the combination of wind and ice loads are more likely to determine the design of communication structures than seismic effects. The masts are relatively light (the calculated wind forces will be greater than the gravitational forces) and since their mass is more or less linearly distributed over their height, the lateral inertia forces generated by seismic excitations of this distributed mass will not be as significant as the wind forces.

Keywords: communication structures, antenna-mast structures, communication masts

For citation: Belash T.A., Safin R.R. Design of short-wave radio transmitting antennas in special climatic conditions. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2023, no. 1, pp. 38–43 (In Russian) DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-38-43](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-38-43)

Введение

Несмотря на бурное развитие мобильной связи, существуют такие места, в которых отсутствует даже радиосигналы. На обширных территориях России, где плотность населения невелика, можно найти немало таких мест. Появление коротковолновых радиопередающих антенн в таких районах обусловлено необходимостью радиопередачи сигналов в военных и гражданских целях, таких как оповещение населения о чрезвычайных происшествиях, работы скорой помощи, работы военной инфраструктуры и т.д. В данной статье рассмотрено проектирование коротковолновой радиопередающей антенны ВМ-230 на территории острова Сахалин. Антенна ВМ-230 совместно работает с радиопередатчиками и излучает горизонтальную составляющую электрического поля. Антенна используется в системе радиочастот как радиопередающая, так и радиоприемная. Антенна ВМ-230 сконструирована в виде вертикального пространственного излучателя, состоящего из проволочных вибраторов. Геометрическая форма излучателя обеспечена двумя кольцами из стальных труб, которые размещены сверху и снизу опорной мачты, и распорным кольцом, расположенным на центральной части опорной мачты. Среднее кольцо жестко фиксируется в пространстве системой оттяжек. Опорная мачта собрана из секций. Горизонтальную жесткость мачты обеспечивают три уровня оттяжек. Общая схема антенны ВМ-230 показана на рис. 1, подобный построенный объект на местности показан на рис. 2.

В качестве особых климатических условий на площадке строительства можно отметить сейсмичность площадки строительства равную 9 баллов по карте А [1], а также III категорию грунтов по сейсмическим свойствам согласно таблице 8.1 [1].

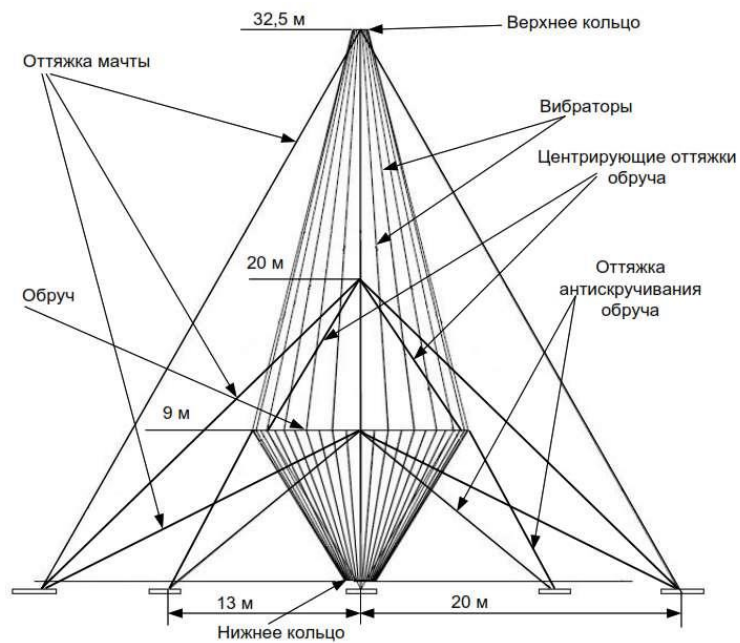


Рисунок 1 – Схема радиопередающей антенны VM-230

Figure 1 – Diagram of the VM-230 radio transmitting antenna



Рисунок 2 – Антенна VM-230 на местности [2]

Figure 2 – VM-230 antenna on the ground [2]

Цель, материалы и методы

Целью расчета является проверка стойки и оттяжек типовой мачты, предоставленной заводом с учетом характеристик площадки строительства. Также целью является ответ на вопрос, попадет ли сейсмическая нагрузка в расчетное сочетание и будут ли напряжения в элементах от данной нагрузки больше, чем от комбинации гололеда и ветра. Расчет стойки проведен по первому (по прочности) и второму (по устойчивости) предельным состояниям. Стойка рассчитана как пространственная консольно-стержневая система в программном комплексе «SCAD Office 21.5». Элементы антенны ВМ-230 не моделировались вместе с мачтой, ветровая нагрузка на вибраторы и обручи антенны прикладывалась к мачте в местах крепления обручей.

Результаты

Расчетным сочетанием при определении усилий в элементах мачты и оттяжках является сочетание 25% ветровой нагрузки на покрытые гололедом элементы конструкции мачты, оттяжек и элементы антенны ВМ-230 + нагрузка от собственного веса конструкций опоры и элементов антенны ВМ-230 + гололедная нагрузка. Величины продольных усилий от расчетной комбинации показаны на рис. 3. Перемещения ствола мачты от комбинации нормативных нагрузок показаны на рис. 4.

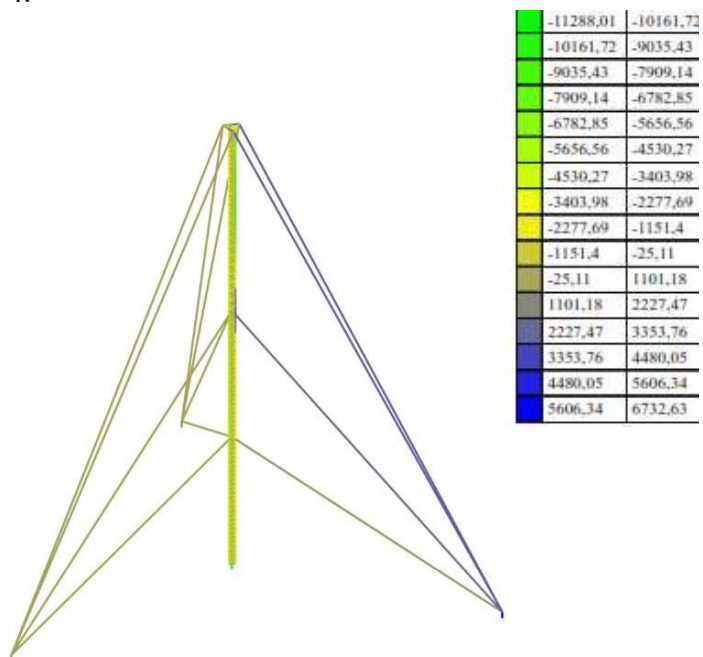


Рисунок 3 – Величины продольных усилий в элементах мачты и оттяжках от РСУ

Figure 3 – The values of longitudinal forces in the mast elements and the cables from the calculation efforts combinations

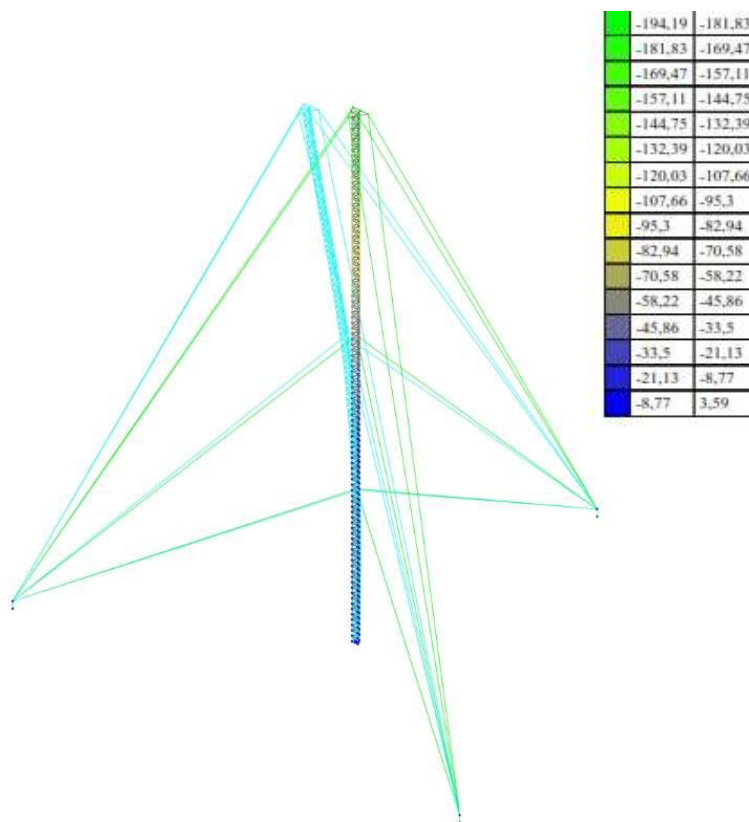


Рисунок 4 – Величины перемещений элементов от комбинации нормативных значений нагрузок

Figure 4 – Values of element displacements from a combination of standard load values

Сейсмические воздействия, к счастью, редко становятся причиной обрушения башен и мачт. Ветровая нагрузка и сочетание ветровой и гололедной нагрузок с большей вероятностью будут определять конструкцию коммуникационных сооружений, чем сейсмические эффекты. Хотя было много случаев разрушений сооружений из-за экстремального ветра и/или гололеда, но в связи с землетрясениями были только единичные случаи. Правильно спроектированные сооружения должны противостоять умеренным землетрясениям без значительных повреждений и крупным землетрясениям без обрушения. На сейсмическую чувствительность сооружения влияет совпадение между ее доминирующими собственными частотами и частотным содержанием возбуждения, в данном случае движения грунта. Прошлые записи землетрясений имеют типичные доминирующие частоты в диапазоне от 0,1 до 10 Гц, с концентрацией от 0,3 до 3 Гц для горизонтального движения, в то время как вертикальное движение включает более широкий диапазон частот. Таким образом, первым шагом в оценке чувствительности конструкции к землетрясениям является оценка ее доминирующих собственных частот. В рассмотренной конструкции доминирующая собственная частота равна 2 Гц. Большинство мачт имеют свои собственные частоты в пределах чувствительного диапазона, однако сейсмические эффекты вряд ли будут определять решающее значение. Мачты относительно легкие (расчетные силы ветра будут больше сил гравитации) и поскольку их масса более или менее линейно распределена по их высоте, силы боковой инерции, порождаемые сейсмическими возбуждениями этой распределенной массы, будут не такими значительными, как силы ветра. Разрушение крепления ствола и оттяжки может быть потенциально важным сейсмическим эффектом в мачтах. Это может произойти, когда вертикальное движение земли сочетается с обычным горизонтальным движением при условии, что существует частотное

совпадение между частотами ствола и частотами оттяжки мачты, если такие режимы существуют.

Выводы

1. В результате исследования установлено, что принятое конструктивное решение коммуникационного сооружения обеспечивает его сейсмостойкость при 9 баллах.
2. Наибольшее влияние на прочность и устойчивость коммуникационного сооружения, проектируемого в сейсмическом районе, оказывает сочетание ветровой и гололедной нагрузок.

Список литературы

1. СП 14.13330.2018. Свод правил. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*
2. Развитие Архангельским филиалом объектов портовой инфраструктуры и флота // Росморпорт URL: https://www.rosmorport.ru/filials/arf_developmentofports/ (дата обращения: 17.04.2023).

References

1. SP 14.13330.2018. Svod pravil. Stroitel'stvo v sejsmicheskikh rajonakh. Aktualizirovannaya redakciya SNIP II-7-81*
2. Razvitie Arkhangel'skim filialom ob"ektov portovoj infrastruktury i flota. Rosmorport URL: https://www.rosmorport.ru/filials/arf_developmentofports/ (data obrashcheniya: 17.04.2023).

Информация об авторах/Information about authors

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

Tatiana A. Belash, Dr. Sci. (Engineering), advisor of the RAACS, professor of the "Building structures, constructions and materials" department of JSC "SIC "Construction". Moscow, Russian Federation

Сафин Родион Романович, аспирант, АО «НИЦ «Строительство», главный конструктор по новым разработкам ГК «Новые Башни». Москва, Российская Федерация

Rodion R. Safin, postgraduate student of JSC "SIC "Construction", chief designer for new developments of Group of companies "New towers". Moscow, Russian Federation

УДК 624.04: 621.039.58:519.686

DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-44-53](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-44-53)

Техническое регулирование и развитие норм проектирования

Аттестация программ для расчёта строительных конструкций объектов использования атомной энергии в Ростехнадзоре

Нефёдов Сергей Сергеевич¹, Шевченко Сергей Александрович²

¹ Федеральная служба по экологическому, технологическому и атомному надзору
«Ростехнадзор». Москва, Российская Федерация

² ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности».
Москва, Российская Федерация

Аннотация: Приводятся сведения о системе аттестации программ для ЭВМ (далее - программы), которая функционирует в системе Ростехнадзора более 30 лет. Для проведения аттестации создан мультидисциплинарный Экспертный совет, в состав которого входят тематические секции по видам расчётов. Программы для расчёта строительных конструкций рассматриваются на секции «Прочность и надёжность строительных конструкций зданий и сооружений». Задачей секций является экспертиза программ, в ходе которой оценивается правильность и точность работы программы. На основе результатов экспертизы секцией готовится проект аттестационного паспорта программы. Окончательное решение по аттестации программы принимается на Президиуме Экспертного совета с учётом результатов её экспертизы на секции.

Ключевые слова: объекты использования атомной энергии, строительные конструкции, напряжённо-деформированное состояние, прочность, надёжность, программы для ЭВМ, экспертиза, аттестация

Для цитирования: Нефёдов С.С., Шевченко С.А. Аттестация программ для расчёта строительных конструкций объектов использования атомной энергии в Ростехнадзоре // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2023. №1. С. 44–53.
DOI: [10.37153/2618-9283-2023-1-44-53](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-44-53)

Technical regulation and design standards development

Certification of programs for the analysis of building constructions of nuclear energy facilities at Rostekhnadzor

Sergey S. Nefedov¹, Sergey A. Shevchenko²

¹ Federal Environmental, Industrial and Nuclear Supervision Service.
Moscow, Russian Federation

² Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety.
Moscow, Russian Federation

@ Нефёдов С.С., Шевченко С.А., 2023

Abstract: In this article information is presented about system of certification of computer programs organized at Federal supervision body for nuclear and radiation safety “Rostechнадзор”. Special multidisciplinary Expert council is organized to provide this certification. This Expert council includes thematic sections for different types of analysis. Programs for analysis of civil constructions are considered in section “Strength and reliability of constructions of buildings and structures”. Section provides expertise of programs including analysis of adequacy and accuracy of program in the claimed field of analysis. On the base of results of expertise the draft of certification passport of the program is prepared for the final analysis at Presidium of Expert council.

Keywords: nuclear energy facilities, civil constructions, stress-deformation state, strength, reliability, computer programs, expertise, certification

For citation: Nefedov S.S., Shevchenko S.A. Certification of programs for the analysis of building constructions of nuclear energy facilities at Rostechнадзор. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2023, no. 1, pp. 44–53 (In Russian)

DOI: [10.37153/2618-9283-2023-1-44-53](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-44-53)

Безопасность сооружений в значительной степени определяется правильностью расчёта напряжённо-деформированного состояния, прочности и устойчивости строительных конструкций. Основные расчёты строительных конструкций зданий и сооружений в настоящее время выполняются на ЭВМ. Правильность расчётов определяется адекватностью используемых программ для ЭВМ (*далее* - программы). Особое значение имеет качество программ, используемых в расчётах строительных конструкций объектов использования атомной энергии (ОИАЭ), в первую очередь тех конструкций, надёжность которых определяет ядерную и радиационную безопасность этих объектов.

В соответствии с ныне действующей редакцией Федерального закона «Об использовании атомной энергии» [1] программы, используемые для обоснований безопасности ОИАЭ, подлежат экспертизе и аттестации. Использование неаттестованных программ в расчётах по обоснованию безопасности может стать причиной замечаний при экспертизе обоснований ядерной и радиационной безопасности ОИАЭ, а также причиной отказа в выдаче лицензии Ростехнадзора на осуществление деятельности в области использования атомной энергии.

Для проведения аттестации программ при Ростехнадзоре создан Экспертный совет, который объединяет опытных программистов и специалистов, занимающихся расчетными обоснованиями безопасности, из ведущих научных, проектных и эксплуатирующих организаций атомной отрасли. Экспертный совет по аттестации программ для ЭВМ при Ростехнадзоре (*далее* – Экспертный совет) является общественным органом. Он функционирует на базе федерального бюджетного учреждения «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности» (ФБУ «НТЦ ЯРБ»), являющегося организацией научно-технической поддержки Ростехнадзора. Председателем Экспертного совета является заместитель директора ФБУ «НТЦ ЯРБ». Деятельность Экспертного совета осуществляется в соответствии с Положением об Экспертном совете по аттестации программ для электронных вычислительных машин при Федеральной службе по экологическому, технологическому и атомному надзору, утвержденным приказом Ростехнадзора от 27.12.2018 № 655.

Экспертный совет носит мультидисциплинарный характер. В его составе имеются тематические секции по различным видам расчётов – нейтронная физика,

теплогидравлика и др. Программы для расчёта строительных конструкций рассматриваются в секции № 6 «Прочность и надёжность строительных конструкций зданий и сооружений». Структура Экспертного совета показана на рис. 1.

В составе секции «Прочность и надёжность строительных конструкций зданий и сооружений» 29 специалистов из ведущих проектных и научных организаций Москвы, Санкт-Петербурга, Нижнего Новгорода и других регионов. В их числе 8 докторов наук и 12 кандидатов наук. Принцип работы секции – коллективное обсуждение и совместное принятие решений по вопросам экспертизы программ.

Инициатором или Заказчиком аттестации той или иной программы является организация, использующая данную программу при выполнении расчётов, обосновывающих безопасность ОИАЭ, либо организация-разработчик программы, желающая обеспечить условия для применения программы в таких расчётах. Для инициации процесса аттестации Заказчик обращается с соответствующим заявлением в ФБУ «НТЦ ЯРБ».

Для проведения аттестации Заказчик разрабатывает и представляет в Экспертный совет отчёт о верификации и валидации (ОВВ) программы, обосновывающий возможность применения программы в определённой области. ОВВ является основой для проведения экспертизы программы в соответствующей тематической секции. Структура ОВВ и основные требования к его содержанию регламентированы руководящим документом Ростехнадзора [2].

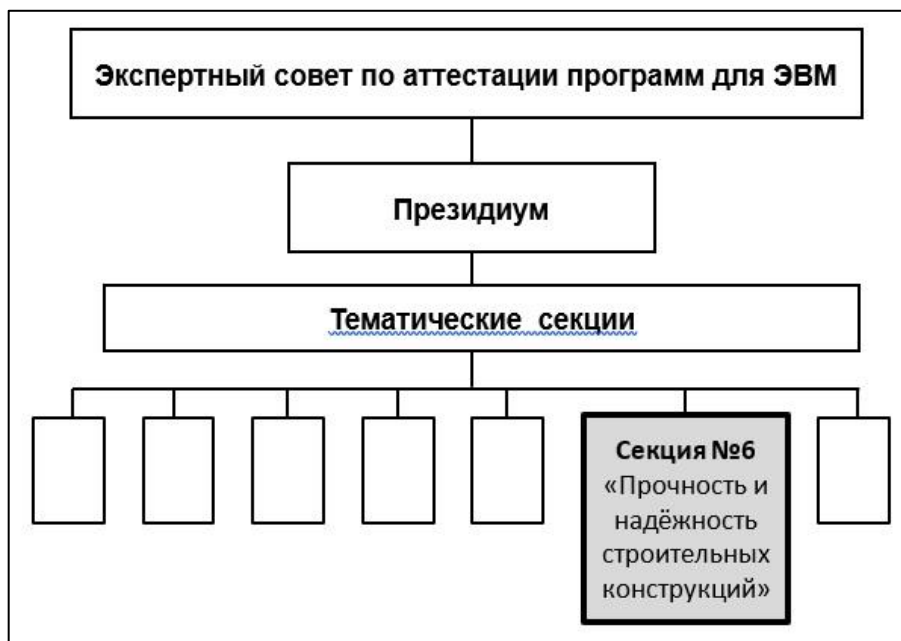


Рисунок 1 – Структура Экспертного совета по аттестации программ для ЭВМ при Ростехнадзоре

Figure 1 – Structure of the Expert council for the certification of Computer programs of Rostekhnadzor

В соответствии с [2], в ОВВ должны быть описаны назначение программы и область её применения, методика расчета и её обоснование, а также даны описания тестов, использованных для проверки работы программы и сведения о погрешностях результатов расчетов, выполняемых при обосновании безопасности ОИАЭ.

При описании назначения программы и области её применения указываются виды расчётов, выполняемых программой: расчёты напряжённо-деформированного состояния конструкций при статических или динамических воздействиях, расчёты осадок и кренов сооружений, подбор сечения и армирования конструкций и т.п. Также указываются виды рассчитываемых конструкций (балки, пластинки, массивные элементы и т.д.) и основные подходы к их моделированию: учёт геометрической и физической нелинейности, 2-D или 3-D постановка задачи.

При описании методики расчётов представляется математическая база алгоритмов, используемых программой. Для конечно-элементных программ приводятся основные зависимости для аттестуемых конечных элементов. В случае программ для физически нелинейных расчётов даётся также описание моделей материалов, заложенных в программу.

Важнейшим разделом ОВВ является описание тестов, использованных для проверки работы программы. В качестве тестов могут использоваться расчёты задач, по которым имеются аналитические решения, либо результаты экспериментов, специально поставленных или известных, открыто опубликованных в литературе данных. Также в качестве тестов могут использоваться задачи, по которым имеются решения, полученные с помощью ранее аттестованных программ (кросс-верификация).

Результаты тестирования обобщаются в форме матрицы верификации и валидации, которая представляет собой таблицу, составленную по видам расчётов. В таблице приводятся краткие описания выполненных тестов и полученные в них погрешности расчёта. На рис. 2 представлен примерный вид матрицы верификации для конечно-элементного программного пакета, предназначенного для выполнения широкого спектра расчётов строительных конструкций.

Вид расчёта	№ теста	Наименование теста	Проверяемый параметр	Погрешность %
1. Линейная статика	1.1	Консольная балка под действием распределённой нагрузки	Угол поворота	4%
	1.2	Пластина под действием собственного веса	Прогиб	5%
	1.3	Оболочка градирни под действием ветровой нагрузки	Напряжения	7%
2. Линейная динамика	2.1	Собственные колебания рамы	Частота первой формы	2%
	2.2	Расчёт плиты на удар	Напряжения	6%
	2.3	Колебания рамы при воздействии в форме спектра	Максимальное ускорение	12%
...				
...				

Рисунок 2 – Матрица верификации для конечно-элементного программного пакета по расчёту строительных конструкций

Figure 2 – Verification matrix for finite element software package for analysis of building structures

При экспертизе программ различают верификационные и валидационные контрольные тесты.

В терминологии Системы менеджмента качества [3]:

верификация – это подтверждение на основе представления объективных свидетельств того, что установленные требования были выполнены;

валидация – это подтверждение на основе представления объективных свидетельств того, что требования, предназначенные для конкретного использования или применения, выполнены.

В процессе аттестации программ в Ростехнадзоре используется подход, соответствующий определениям Международного агентства по атомной энергии (МАГАТЭ) [4], в соответствии с которым:

верификация – это процесс, имеющий целью определить, правильно ли отображает данная вычислительная модель искомую концептуальную модель или математическую модель, т.е. были ли управляющие физические уравнения и данные правильно преобразованы в компьютерные;

валидация – это процесс определения адекватности самой математической модели с точки зрения ее соответствия реальной системе, которая моделируется путем сверки основанных на данной модели прогнозов с данными наблюдений, полученными на реальной системе, или с экспериментальными данными.

Другими словами валидация – это оценка точности значений, прогнозируемых программой, в сравнении с соответствующими экспериментальными данными. В процессе валидации выявляются и оцениваются все неопределенности, аппроксимации, принятые в расчётных моделях, а также недостатки в базовой основе расчётных алгоритмов.

При аттестации верификационные тесты рассматриваются как тесты, подтверждающие, что результаты, полученные с помощью программы, соответствуют законам механики, а валидационные тесты – как тесты, подтверждающие возможность применения программы для расчетов строительных конструкций в определенной области и с оцененной погрешностью получаемых результатов.

На рис. 3 представлены примеры верификационного и валидационного тестов для некоторой конечно-элементной программы, претендующей на выполнение динамического расчёта строительных конструкций. В тесте по рис. 3а результат расчёта сравнивается с известными аналитическими решениями. Конкретного объекта в данном случае нет. Это верификационный тест. В тесте по рис. 3б результат расчёта сравнивается с результатами эксперимента, выполненного на конкретном объекте – турбогенераторе АЭС. Это валидационный тест.

Практически при экспертизе программ тесты, в которых результаты счёта сопоставляются с аналитическими решениями, рассматриваются как верификационные тесты, а тесты, в которых результаты счёта сопоставляются с результатами эксперимента, – как валидационные тесты. Наличие валидационных тестов в ОВВ весьма желательно, т.к. это повышает надёжность обоснования правильности и точности работы программы. В случае программ для физически нелинейных расчётов наличие валидационных тестов следует рассматривать как обязательное.

Оценка приемлемости погрешностей, полученных в верификационных тестах и в валидационных тестах, различна. Если погрешность в 10%, полученная в верификационном тесте типа показанного на рис. 3а, неприемлема, то такая же

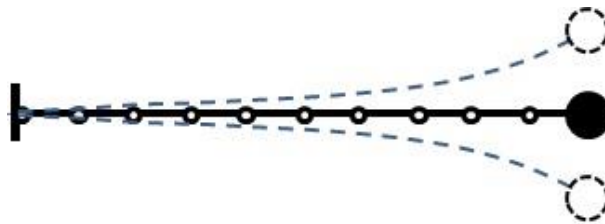
погрешность, полученная в валидационном тесте типа показанного на рис. 3б, может оцениваться как вполне приемлемая.

Помимо тестов, представленных разработчиком ОВВ, при экспертизе программы могут потребоваться дополнительные тесты. Дополнительные тесты предлагаются экспертами либо секцией в целом в результате обсуждения сложных вопросов экспертизы программы на заседаниях секции.

Для проведения экспертизы программы создаётся рабочая группа экспертов из числа членов секции и привлечённых лиц. Количество экспертов определяется сложностью программы и количеством видов расчётов, для выполнения которых предназначена программа. В рабочую группу включаются эксперты, научный опыт и опыт практических расчётов которых соответствует специфике рассматриваемой программы.

Система аттестации программ для ЭВМ функционирует в Ростехнадзоре более 30 лет. На основе накопленного опыта подготовлены руководящие документы, которые устанавливают единообразные требования к подготовке экспертных заключений и исключают возможность субъективных оценок. Положения руководящих документов учитывают также международный опыт аттестации программ и рекомендации МАГАТЭ [4].

а) Определение частоты собственных колебаний консольной балки



б) построение амплитудно-частотной характеристики фундамента турбогенератора АЭС

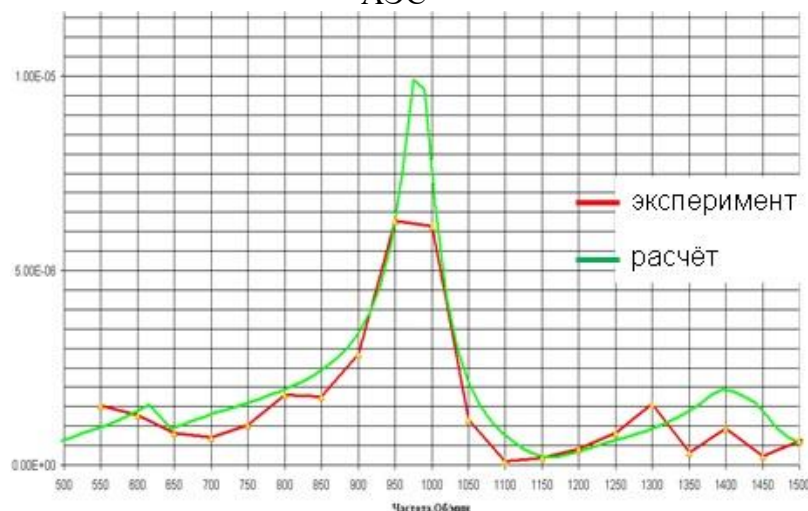


Рисунок 3 – Типы контрольных тестов
а – верификационный тест, б – валидационный тест

Figure 3 – Types of control tests

a – verification test, b – validation test

Основные этапы рассмотрения программы на секции «Прочность и надёжность строительных конструкций зданий и сооружений» иллюстрирует схема рис. 4.

Из этой схемы видно, что заключения экспертов проходят обсуждение на заседании секции (этап 3). Это обсуждение носит открытый коллективный характер, что способствует объективности результатов экспертизы программы.

Обсуждение особенностей работы программ на заседаниях секции способствует ознакомлению специалистов из различных регионов, участвующих в заседании очно или по электронной связи, с возможностями новых программных продуктов, что является важным дополнительным эффектом экспертизы программы.

На основе открытого коллективного обсуждения проходит также принятие решения о возможности рекомендовать программу к аттестации (этап 5) и об основных положениях проекта аттестационного паспорта. В ходе обсуждения этих формулировок уточняется объём аттестации с учётом результатов экспертизы программы.

В ходе обсуждения программ на заседаниях секции специалисты из различных регионов страны могут узнать о возможностях новых программных продуктов, что является важным дополнительным эффектом работы секции.



Рис.4. Основные этапы экспертизы программы

Figure 4 – The main stages of the examination of the program

Рекомендации секции направляются в Президиум Экспертного совета, который принимает окончательное решение по аттестации программы, а также по формулировкам аттестационного паспорта.

ВЫВОДЫ

1. В соответствии с Федеральным законом «Об использовании атомной энергии» программы для ЭВМ, используемые для выполнения расчётных обоснований ядерной и радиационной безопасности, должны быть аттестованы в установленном порядке. Это требование распространяется, в том числе, на программы для расчёта строительных конструкций, важных для обеспечения ядерной и радиационной безопасности объектов использования атомной энергии.

2. Для проведения аттестации в системе Ростехнадзора действует мультидисциплинарный Экспертный совет, обладающий более чем 30-летним опытом аттестации программ для ЭВМ. В составе Экспертного совета имеется секция «Прочность и надёжность строительных конструкций зданий и сооружений», которая предназначена для проведения экспертизы программ для расчёта строительных конструкций.

3. За период существования системы аттестации программ для ЭВМ в Ростехнадзоре наработаны необходимые руководящие документы, которые устанавливают единообразные требования как к документам, обосновывающим применение программ, так и к подготовке и проведению экспертизы программ, что исключает возможность субъективных экспертных оценок.

4. Принятие решений по вопросам экспертизы программ основано на принципе открытого коллективного обсуждения, что способствует объективности результатов экспертизы программы для ЭВМ.

5. Обсуждение особенностей работы программ для ЭВМ на заседаниях секции способствует ознакомлению специалистов из различных регионов с возможностями новых программных продуктов, что является важным дополнительным эффектом экспертизы программ для ЭВМ.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Федеральный закон от 21 ноября 1995 г. N 170-ФЗ «Об использовании атомной энергии».
2. РД–03–34–2000 «Требования к составу и содержанию отчета о верификации и обосновании программных средств, применяемых для обоснования безопасности объектов использования атомной энергии».
3. ГОСТ Р ИСО 9000-2008. Системы менеджмента качества. Основные положения и словарь.
4. МАГАТЭ. Серия норм безопасности, GSR Part 4 (Rev.1) «Оценка безопасности установок и деятельности». 2016.

REFERENCES

1. Federal'nyj zakon ot 21 noyabrya 1995 g. N 170-FZ «Ob ispol'zovanii atomnoj ehnergii». (In Russian)
2. RD–03–34–2000 «Trebovaniya k sostavu i sodержaniyu otcheta o verifikacii i obosnovanii programmnykh sredstv, primenyaemykh dlya obosnovaniya bezopasnosti ob"ektov ispol'zovaniya atomnoj ehnergii». (In Russian)
3. GOST R ISO 9000-2008. Sistemy menedzhmenta kachestva. Osnovnyye polozheniya i slovar'. (In Russian)
4. Safety Assessment for Facilities and Activities: IAEA Safety Standards Series No. GSR Part 4 (Rev.1). 2016.

Данные об авторах / Information about authors

Нефёдов Сергей Сергеевич, кандидат технических наук, председатель секции «Прочность и надёжность строительных конструкций зданий и сооружений» Экспертного совета по аттестации программ для ЭВМ при Федеральной службе по экологическому, технологическому и атомному надзору «Ростехнадзор».

Москва, Российская Федерация

Sergey S. Nefedov, Cand. Sci. (Engineering), Chairman of the section “Strength and reliability of civil constructions of buildings and structures” of Expert council for certification of computer programs in Federal environmental, industrial and nuclear supervision service “Rostekhnadzor”.

Moscow, Russian Federation

Шевченко Сергей Александрович, кандидат технических наук, начальник отдела ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности», ученый секретарь Экспертного совета по аттестации программ для ЭВМ при Федеральной службе по экологическому, технологическому и атомному надзору «Ростехнадзор».

Москва, Российская Федерация

Sergey A. Shevchenko, Cand. Sci. (Engineering), chief of division of Scientific and engineering center for nuclear and radiation safety, scientific secretary of Expert council for certification of computer programs in Federal environmental, industrial and nuclear supervision service “Rostekhnadzor”.

Moscow, Russian Federation

УДК 628.134, 699.841

DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-54-67](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-54-67)

Сейсмозащита и сейсмоизоляция зданий и сооружений

Пневмозащита водонапорных башен

Сабирова Ойпошша Бахтияровна¹, Зенченкова Диана Вениаминовна²

^{1,2} Петербургский государственный университет путей сообщения императора Александра I (ПГУПС). Санкт-Петербург, Российская Федерация

Аннотация: Рассматривается эффективность применения пневмозащиты для снижения сейсмических нагрузок на водонапорную башню. Башня несет резервуар емкостью 30 м³. В качестве пневмозащиты использованы емкости с воздухом, размещенные по периметру резервуара в зоне максимального гидродинамического давления. Объем воздуха принят по рекомендациям О.А. Савинова и М.М. Пейчева и составляет 4 м³. Анализ уравнений гидродинамики позволяет разделить жидкость в резервуаре на две части. Одна часть соединена с резервуаром жестко (присоединенная масса жидкости), а вторая с помощью пружины, моделирующей воздушный амортизатор. В выполненных расчетах присоединенная масса составила 14 т. Эффект снижения оказался меньше, чем ожидалось. Это связано с тем, что сама конструкция башни достаточно тяжелая, и нагрузка от собственного веса примерно равна нагрузке от веса жидкости. Поэтому двукратное снижение нагрузки от жидкости снижает общую нагрузку только на 25%.

Цель: Повысить сейсмостойкость водонапорных башен, путем применения пневмозащиты. Традиционно, сейсмостойкость водонапорных башен обеспечивается конструктивным решением ствола башни, повышение сейсмостойкости уже эксплуатируемых башен в таком случае проблематично. В связи с этим поставлена задача изменения динамических характеристик сооружения за счет применения пневмозащиты непосредственно в резервуаре сооружения.

Методы: В статье рассматривается конструктивное решение внутренней пневмозащиты и методика расчета водонапорных башен с ее применением на сейсмические нагрузки, дается оценка эффективности такого типа сейсмозащиты. Выполнен численный расчет объемов пневмозащиты и численных значений параметров расчетно-динамической модели конструкции водонапорной башни с внутренней пневмозащитой применительно к башне А.А. Рожновского. Выполнены расчеты на сейсмическое воздействие и определены усилия в конструктивных элементах водонапорной башне без пневмозащиты и при ее устройстве.

Результаты: Проведен сравнительный анализ колебаний водонапорной башни без пневмозащиты и при ее наличии. Результаты показывают, что при наличии пневмозащиты изменяются динамические характеристики системы, что приводит к снижению сейсмических нагрузок и значительному уменьшению усилий в конструкции водонапорной башни, в том числе в стволе.

Практическая значимость: Устройство внутренней пневмозащиты, позволит обеспечить сейсмостойкость, в том числе эксплуатируемых водонапорных башен в тех районах, где сейсмичность площадки строительства была повышена вследствие пересмотра карт общего сейсмического районирования. Внутренняя пневмозащита позволяет не предусматривать дополнительное утепление пневмозащитных установок,

так как они находятся внутри резервуара. Кроме того, такое решение облегчает эксплуатацию водонапорной башни, снабженной пневмозащитой, так как конструктивные элементы устройства защищены от внешних воздействий.

Ключевые слова: пневмозащита, сейсмостойкие водонапорные башни, расчетно-динамическая модель, объем пневмозащиты, формы колебаний

Для цитирования: Сабирова О.Б., Зенченкова Д.В. Пневмозащита водонапорных башен // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2023. № 1. С. 54–67 DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-54-67](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-54-67)

Благодарности: Авторы благодарят профессора А.М. Уздина за помощь при подготовке статьи.

Seismic safety and seismic isolation of buildings

Pneumatic protection of water towers

Oyposhsha B. Sabirova¹, Diana V. Zenchenkova²

^{1,2} Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University (PGUPS).
St. Petersburg, Russian Federation

The paper discusses the effectiveness of using pneumatic protection to reduce seismic loads on a water tower. The tower carries a reservoir with a capacity of 30 m³. Air tanks, used as pneumatic protection, are placed along the reservoir perimeter in the zone of maximum hydrodynamic pressure. The volume of air was accepted according to the recommendations of O.A. Savinov and M.M. Peychev and is equal to 4 m³. The analysis of the hydrodynamic equations makes it possible to divide the liquid in the reservoir into two parts. One part is rigidly connected to the reservoir (attached mass of liquid), and the second part is connected with the tank by a spring simulating an air shock absorber. In the performed calculations, the added mass was 14 tons. The effect of the seismic load decrease was less than expected. This is due to the fact that the structure of the tower itself is quite heavy, and the load from its own weight is approximately equal to the load caused by the weight of the liquid. Therefore, doubling the liquid load reduces the total load by only 25%.

Purpose: To increase the seismic resistance of water towers by applying pneumatic protection. Traditionally, the seismic resistance of water towers is provided by a constructive solution of the tower shaft; in this case, increasing the seismic resistance of already operated towers is problematic. In this regard, the task was set to change the dynamic characteristics of the structure through the use of pneumatic protection directly in the reservoir of the structure.

Methods: The article discusses the constructive solution of internal pneumatic protection and the method of calculating water towers with its application to seismic loads, and evaluates the effectiveness of this type of seismic protection. A numerical calculation of the volumes of pneumatic protection and numerical values of the parameters of the calculation-dynamic model of the design of a water tower with internal pneumatic protection in relation to the A.A. Rozhnovsky. Calculations for seismic impact have been performed and forces in the structural elements of a water tower without pneumatic protection and with its installation have been determined.

Results: A comparative analysis of the oscillations of a water tower without pneumatic protection and with it was carried out. The results show that in the presence of pneumatic protection, the dynamic characteristics of the system change, which leads to a decrease in

seismic loads and a significant decrease in the forces in the design of the water tower, including in the shaft.

Practical significance: The device of internal pneumatic protection will ensure seismic resistance, including operated water towers in those areas where the seismicity of the construction site has been increased due to the revision of general seismic zoning maps. Internal pneumoprotection makes it possible not to provide for additional insulation of pneumoprotective installations, since they are located inside the tank. In addition, this solution facilitates the operation of a water tower equipped with pneumatic protection, since the structural elements of the device are protected from external influences.

Keywords: pneumatic protection, earthquake-resistant water towers, computational and dynamic model, volume of pneumatic protection, vibration patterns

For citation: Sabirova O.B.¹, Zenchenkova D.V. Pneumatic protection of water towers. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2023, no. 1, pp. 54–67 (In Russian)

DOI [10.37153/2618-9283-2023-1-54-67](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-54-67)

Acknowledgements: The authors thank Professor A.M. Uzdin for his help in preparing the article.

Введение

Как правило, повышение сейсмостойкости водонапорных башен обеспечивается путем разработки различных конструктивных решений ствола башни [1–6]. Качественно другой подход – изменение динамических характеристик сооружения за счет применения пневмозащиты непосредственно в резервуаре сооружения.

Конструктивное решение пневмозащиты водонапорных башен

Идея сейсмоизоляции жидкости впервые была предложена для не напорных гидротехнических конструкций, а для акваторий с целью предохранения их от различного рода экстремальных воздействий и заключалась в создании воздушной завесы из пузырей воздуха, выпускаемого из перфорированных труб.

В дальнейшем О.А. Савинов и другие специалисты изучали вопрос о возможности использования воздушной завесы для защиты напорных плотин во время землетрясений [7]. Особо следует выделить работы С.И. Шейниной [8, 9], посвященные всестороннему анализу одного из конструктивных вариантов воздушной завесы, предназначенной для повышения сейсмостойкости плотин. В этом случае снижение гидродинамического давления жидкости на плотину достигается установкой непосредственно на напорную грань плотины или на некотором расчетном расстоянии от нее определенного числа открытых снизу стаканов, наполненных воздухом. Помимо снижения гидродинамического давления жидкости, при соответствующей настройке воздушной завесы составляющая гидродинамического давления частично гасит колебания плотины, то есть завеса выполняет функции динамического гасителя колебаний. Полученные результаты этих исследований были использованы в реальных проектах плотин и дали высокий технико-экономический эффект. Такое техническое решение реализовано при строительстве Миатлинской ГЭС [12].

Была попытка реализации пневмозащиты для резервуаров, в том числе, водонапорных башен. Этими вопросами занимались О.А. Савинов, А.М. Уздин и другие [7, 10, 11]. Кроме того, в работе [11] описаны общие рекомендации и попытка

практического применения ДГК в сейсмостойком строительстве. Эти исследования носили теоретический характер и не нашли широкого практического применения. Тем не менее, расчеты показывают, что конструктивное решение в виде пневмозащиты может повысить сейсмостойкость водонапорных башен.

Сущность пневмозащиты сооружения резервуаров с жидкостью состоит в создании упругоподатливого воздушного слоя, по аналогии с пружинным амортизатором, благодаря которому происходит уменьшение гидродинамического давления жидкости на стенки резервуара, а, следовательно, и полного горизонтального усилия.

Вариант конструктивного решения внешней пневмозащиты, предложенный О.А. Савиновым, А.М. Уздиным и другими авторами, показан на рисунке 1.

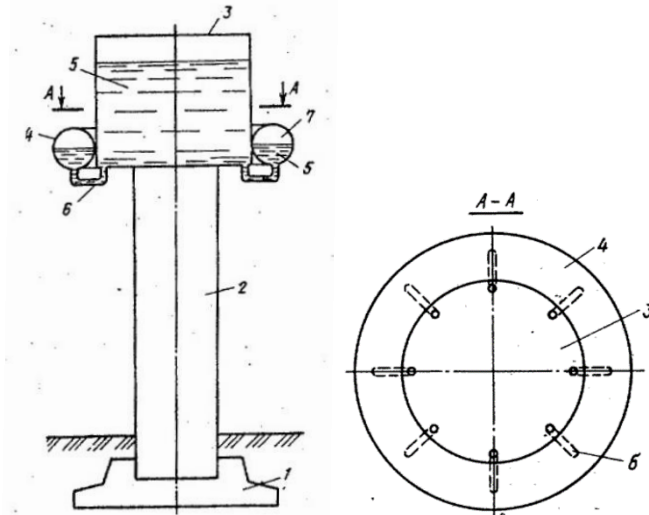


Рисунок 1 – Конструктивная схема внешней пневмозащиты резервуара [7, с.58]:
1 – фундамент, 2 – ствол башни, 3 – резервуар, 4 – емкости для пневмозащиты резервуара, 5 – жидкость в емкости, 6 – сообщающиеся сосуды, 7 – сжатый воздух

Figure 1 – Structural scheme of external pneumatic protection of the tank [7, p.58]:
1 – foundation, 2 – tower trunk, 3 – tank, 4 – tanks for pneumatic protection of the tank, 5 – liquid in the tank, 6 – communicating vessels, 7 – compressed air

Принципиальной особенностью изображенной водонапорной башни является наличие дополнительной емкости тороидальной формы, в полости которой содержится сжатый воздух. Емкость взаимодействует с основным баком при помощи системы сообщающихся сосудов. При заполнении бака часть массы воды поступает снизу вверх в полость емкости, постепенно вытесняя кверху и сжимая воздух. Таким образом каждому уровню воды в баке соответствует определенное значение величины давления сжатого воздуха в емкости. Система «резервуар с жидкостью – емкость с воздухом» находится в статическом равновесии. Сообщающиеся сосуды целесообразно выполнить изогнутыми, поскольку вертикальный столб жидкости даже при их относительно небольшой длине будет препятствовать утечке сжатого воздуха из полости емкости в отрицательный полупериод колебаний.

При сейсмических воздействиях наличие системы сообщающихся сосудов позволяет существенно снизить величину гидродинамического давления воды на стенки бака, поскольку часть движущейся массы воды уходит в полость, вызывая при этом упругое сопротивление сжатого воздуха, появление эффекта демпфирования и в конечном итоге, поглощение энергии колебаний. Кроме того, при соответствующих условиях возможен режим динамического гашения колебаний. Но задача в такой

постановке требует более детальных исследований, экспериментов и расчетов. Устройство пневмозащиты обеспечивает высокую сейсмозащиту водонапорных башен без усложнения конструктивного решения ствола. Так же оно применимо для эксплуатируемых водонапорных башен.

Авторы идеи предложили расчетно-динамическую модель исходя из амплитудно-частотной характеристики равнодействующей гидродинамического давления на стенки резервуара, снабженного пневмозащитой. В качестве механической модели была принята система, состоящая из двух масс m_1 и m_2 соединенных друг с другом пружиной с жесткостью C и показанная на рисунке 2. Неизвестные параметры механической модели определялись из условия совпадения амплитудно-частотной характеристики, реакции R и гидродинамического давления на стенки резервуара.

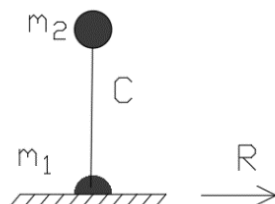


Рисунок 2 – Механическая модель системы с жидким наполнением при наличии наружной пневмозащиты, предложенная А.М. Уздиным, М.М. Пейчевым и др. [11]

Figure 2 – Mechanical model of a system with liquid filling in the presence of external pneumatic protection, proposed by A.M. Uzdin, M.M. Peychev et al. [11]

Идея пневмозащиты, предложенная в 1986 году [11], а также в дальнейшем защищенная авторским правом [13], не получила широкого применения на практике. Кроме того О.А. Савиновым и другими авторами рассмотрен вариант устройства внутренней пневмозащиты непосредственно в объеме резервуара [12]. Идея данного конструктивного решения представлена на рисунке 3.

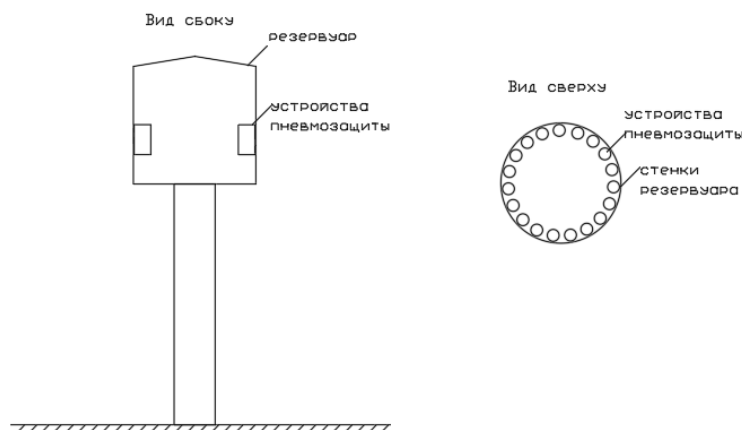


Рисунок 3 – Конструктивная схема внутренней пневмозащиты водонапорной башни

Figure 3 – Constructive scheme of internal pneumatic protection of the water tower

Конструктивно пневмозащита может быть реализована путем размещения у стен резервуара открытых снизу (для свободного поступления жидкости) емкостей с воздухом. При землетрясении горизонтальное давление жидкости на стенки резервуара в месте контакта жидкости с воздухом существенно снижается. Вследствие этого

уменьшается как напряжение в стенке резервуара, так и сейсмическая реакция всего сооружения. При размещении емкости в резервуаре возможно при малых затратах повысить сейсмостойкость как для вновь строящихся, так и для эксплуатируемых водонапорных башен.

Принцип действия внутренней пневмозащиты аналогичен внешней пневмозащите, представленной на рисунке 1, с тем отличием, что устройство пневмозащиты находится внутри резервуара и представляет собой не ТОР, а цилиндры-стаканы, открытые снизу. Цилиндрические емкости могут быть прикреплены непосредственно к стенкам или передавать нагрузку на дно резервуара посредством дополнительного крепления, так же может быть крепление к крышке резервуара. При этом расположение и форма цилиндрических емкостей пневмозащиты должны обеспечивать сохранение сжатого воздуха в полости цилиндров при колебаниях системы с учетом возможно неполной наполняемости резервуара [9, 10, 11].

По сравнению с конструкцией внутренней пневмозащиты, предложенной О.А. Савиновым, А.М. Уздиным и другими авторами в 1986 году, данное конструктивное решение имеет ряд преимуществ. При внутреннем расположении пневмозащиты проще обеспечить герметичность емкости, особенно при устройстве пневмозащиты в уже эксплуатируемых водонапорных башнях. Кроме того, конструктивные элементы пневмозащиты не подвержены внешним воздействиям, в том числе экстремальным температурам. При устройстве внешней пневмозащиты встает вопрос дополнительного утепления сообщающегося сосуда, а также ограничен выбор материалов, что ведет к дополнительным затратам. При расположении пневмозащиты внутри резервуара эти проблемы решаются, отдельного утепления устройств пневмозащиты не требуется. Главным недостатком такого решения является уменьшение полезного объема резервуара.

Выбор расчетно-динамической модели водонапорной башни с внутренней пневмозащитой

Задачей дальнейших исследований является расчет требуемого объема воздуха, находящегося в цилиндрических емкостях для пневмозащиты водонапорной башни с определенным объемом резервуара. Для этого необходимо задаться расчетно-динамической моделью и определить ее параметры.

Рассмотрим устройство пневмозащиты применительно к водонапорной башне с резервуаром объемом 30 м^3 . В качестве конструкции водонапорной башни возьмем типовую башню Рожновского. Объем резервуара 30 м^3 . Высота резервуара составляет $H = 4,2 \text{ м}$. Радиус резервуара $R = 1,51 \text{ м}$, высота ствола $h = 12 \text{ м}$.

Схема сооружения с геометрическими параметрами представлена на рисунке 4.

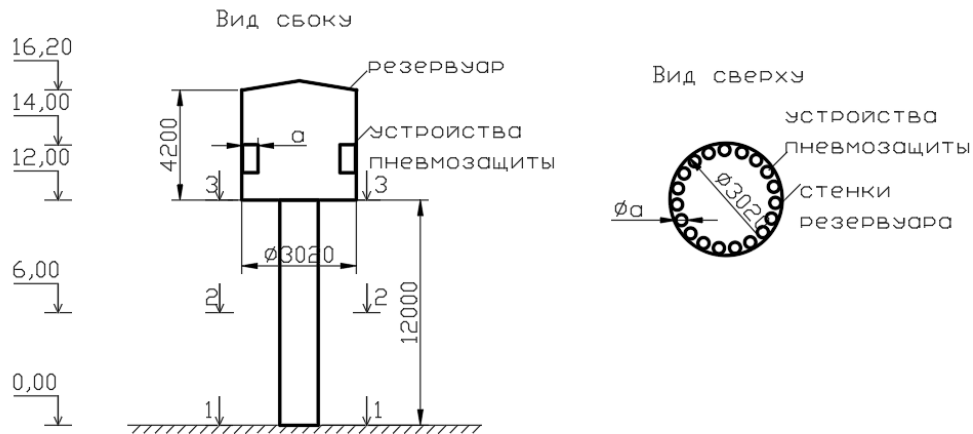


Рисунок 4 – Схема сооружения водонапорной башни объемом 30 м³ с внутренней пневмозащитой

Figure 4 – Diagram of the construction of a water tower with a volume of 30 m³ with internal pneumatic protection

Для расчета сейсмостойкости водонапорной башни при наличии пневмозащиты расчетно-динамическая модель должна учитывать сооружение как систему ствол-резервуар-жидкость-пневмозащита. Расчетная схема представлена на рисунке 5.

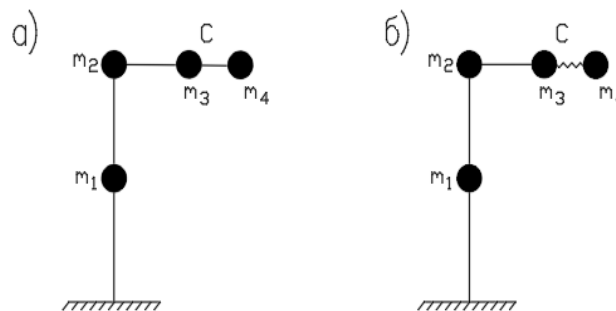


Рисунок 5 – Расчетно-динамическая модель водонапорной башни:
 а) без пневмозащиты, б) с пневмозащитой

Figure 5 – Calculation and dynamic model of a water tower:
 a) without air protection, b) with air protection

В m_1 входит вес ствола, в m_2 входит масса самого резервуара, а масса жидкости разделена на две части: присоединенную массу жидкости m_3 , жестко соединенную с массой резервуара, и приведенную массу жидкости m_4 , соединенную с массой резервуара упругой связью с жесткостью C . При отсутствии пневмозащиты связь C является абсолютно жесткой, то есть $C = \infty$. Определение параметров расчетной схемы, а именно масс m_3 , m_4 и жесткости связи C выполнено с учетом гидродинамических особенностей жидкости при колебаниях согласно методике, представленной в [8].

Для последующих расчетов были заданы исходные данные представленные в таблице 1.

Таблица 1 – Исходные данные для расчета объема и параметров пневмозащиты

Table 1 – Initial data for calculating the volume and parameters of air protection

Название	Обозначение	Значение	Ед. изм.
<i>Площадка строительства</i>			
Сейсмичность площадки строительства	I	9	баллов
Категория грунта по сейсмическим свойствам	-	2	-
Тип основания	нескальное	-	-
Тип грунта	суглинок		
Сейсмическая жесткость	V_s	1000	м/с
Скорость поперечных волн	V_p	500	м/с
Модуль деформации основания	E	3000	Па
<i>Водонапорная башня</i>			
Высота ствола башни	h	12	м
Радиус резервуара	R	1,51	м
Высота резервуара	H	4,2	м
Ускорение свободного падения	g	9,81	м/с ²
Плотность воды	ρ_0	1000	кг/м ³
Масса ствола	m_1	6000	кг
Масса конструкции резервуара	m_2	4000	кг

Расчет объемов и параметров пневмозащиты

Вычислим объем резервуара по следующей формуле (1):

$$V = \pi R^2 H, \quad (1)$$

В полости цилиндра пневмозащитной установки, находится воздух объемом V_3 . Расчет гидродинамического давления на стенки резервуара предложен в работе [11]. По предложенной методике получаем объем защиты V_3 по формуле (2):

$$V_3 = V \frac{gT^2}{16\pi R} \left(1 + \frac{\rho_0 H_0}{\rho H}\right), \quad (2)$$

где $T = \frac{2\pi}{\omega_3}$ – парциальный период качки воды при наличии воздуха;

ρ_0 – плотность воды;

ρ – плотность жидкости в резервуаре (в данном случае $\rho_0 = \rho$);

$H_0 = H + 10$, высота столба воды, обеспечивающего атмосферное давление, в метрах водяного столба (1 м.в.с. = 10^4 Па);

ω_3 – круговая частота собственных колебаний присоединенной массы m_3 , вычисляемая по формуле (3).

$$\omega_3 = \sqrt{\frac{a^2 P_a}{V \rho \mu_g}}, \quad (3)$$

где a – диаметр пневмозащитных цилиндров;

P_a – абсолютное гидростатическое давление;

μ_g – коэффициент приведенной массы.

В полости цилиндра пневмозащитной установки, находится сжатый воздух под давлением, равным абсолютному гидростатическому давлению P_a на уровне дна бака, определяемый по формуле (4):

$$P_a = H \cdot 10 \quad (4)$$

Коэффициент приведенной массы μ_g в соответствии с исследованиями М.М. Пейчева [11] может быть определен по формуле (5):

$$\mu_g = \frac{16}{\pi^3} \Sigma \quad (5)$$

где Σ определяется по формуле (6)

$$\Sigma = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{\sin\left[\frac{(2k+1)\pi a}{2}\right]^2}{(2k+1)^3} \quad (6)$$

где k – форма колебаний жидкости.

Зная частоту собственных колебаний ω_3 присоединенной массы m_3 , можно вычислить жесткость пружины C , соединяющей присоединенную массу m_3 и приведенную массу m_4 . Для этого предварительно определим из формул (7–8) массы m_3 и m_4 :

$$m_4 = V\rho g\mu_g \quad (7)$$

$$m_3 = (V\rho g + m_2) - m_4 \quad (8)$$

Таким образом можно определить численное значение C из формулы (9):

$$C = \omega_3^2 m_4 \quad (9)$$

Результаты расчетов по описанным формулам сведем в таблицу 2.

Таблица 2 – Результаты расчетов объемов пневмозащиты и параметров расчетной модели

Table 2 – Results of calculations of air protection volumes and parameters of the calculation model

Название	Обозначение	Значение	Единица измерения
Объем резервуара	V	30	м^3
Объем пневмозащиты	V_3	0,131	м^3
Круговая частота собственных колебаний присоединенной массы	ω_3	0,369	Герц
Абсолютное гидростатическое давление на уровне дна бака	P_a	14,2	Па
Коэффициент приведенной массы	μ_g	0,446	
Присоединенная масса	m_3	201	кН
Приведенная масса	m_4	130	кН
Жесткость пружины с пневмозащитой	C	1,793	Н/м
Жесткость пружины без пневмозащиты	C	∞	Н/м

Расчет водонапорной башни на сейсмические воздействия при устройстве пневмозащиты

Для оценки эффективности сейсмозащиты был выполнен расчет водонапорной башни без пневмозащиты и с ее устройством. Для расчета на сейсмические воздействия было использовано программное обеспечение Solution. Расчет в данном приложении ведется по модифицированной линейно-спектральной методике, учитывающей демпфирование. При этом задавалась жесткость пружины C , соединяющей массу приведенной жидкости с массой резервуара. При расчетах на сейсмические воздействия без пневмозащиты жесткость данной пружины приравнивалась к бесконечности, при наличии пневмозащиты жесткость C имеет конечное значение, определяемое расчетом и представленное в таблице 2.

Для анализа изменения динамических характеристик системы при отсутствии и при наличии пневмозащиты результаты расчета представлены в таблице 3.

Таблица 3 – Характеристики системы по формам колебаний при сейсмических воздействиях без пневмозащиты и при ее устройстве

Table 3 – Characteristics of the system according to the forms of vibrations during seismic impacts without pneumatic protection and when it is installed

№ формы	без пневмозащиты			с пневмозащитой		
	1	2	3	1	2	3
Период, с	1,131	0,087	0,058	1,739	1,095	0,085
Коэффициент неупругого сопротивления	0,075	0,069	0,051	0,242	0,083	0,069

Из таблицы видно, что при использовании пневмозащиты коэффициент неупругого сопротивления возрастает и происходит ощутимое увеличение периодов свободных колебаний системы. Для относительной оценки изменения параметров колебаний системы по каждой форме приведем таблицу 4, показывающую изменения в процентном соотношении.

Таблица 4 – Анализ изменений параметров колебаний системы с пневмозащитой, по сравнению с системой без применения пневмозащиты

Table 4 – Analysis of changes in the vibration parameters of a system with pneumatic protection, compared with a system without the use of pneumatic protection

Параметр	Изменение параметров %		
	1 форма	2 форма	3 форма
Период	45↑	92↑	32↑
Коэффициент неупругого сопротивления	70↑	17↑	26↑

Формы колебаний системы в графическом виде показаны на рисунках 6 и 7.

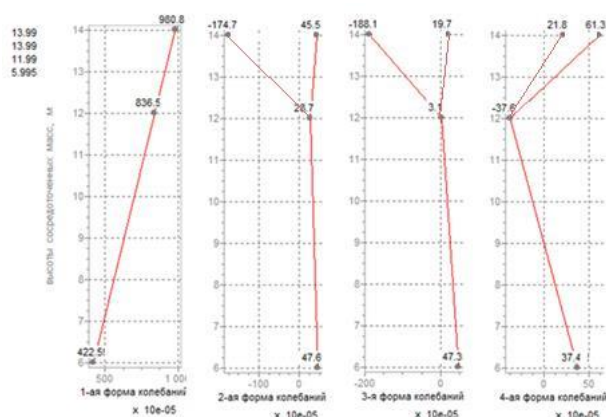


Рисунок 6 – Формы колебаний системы без пневмозащиты

Figure 6 – Waveforms of the system without pneumatic protection

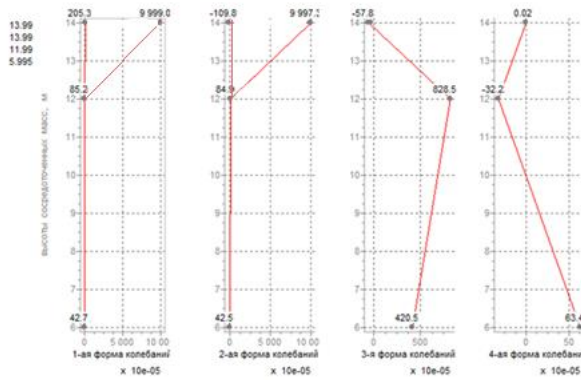


Рисунок 7 – Формы колебаний системы при устройстве пневмозащиты

Figure 7 – Vibration patterns of the system during the pneumatic protection device

Изменение основных динамических характеристик системы приводит к изменению усилий возникающих в сечениях элементов. По каждой из форм колебаний определены сейсмические силы и посчитаны усилия в наиболее характерных сечениях, представленных на рисунке 4. Результирующие усилия с учетом всех форм колебаний в характерных сечениях, приведены в таблице 5 и проиллюстрированы на рисунке 8.

Таблица 5 – Результатов расчетов усилий, возникающих при сейсмических воздействиях в системе без пневмозащиты и с ее устройством

Сечение	Отметка сечения	без пневмозащиты		с пневмозащитой	
		Изгибающий момент, М (кН·м)	Поперечная сила, Q (кН)	Изгибающий момент, М (кН·м)	Поперечная сила, Q (кН)
1-1	0,001	15 619	1 427	12 643	1 280
2-2	6,000	7 208	1 427	5 235	1 280
3-3	12,00	838	1 074	316	866
	0				

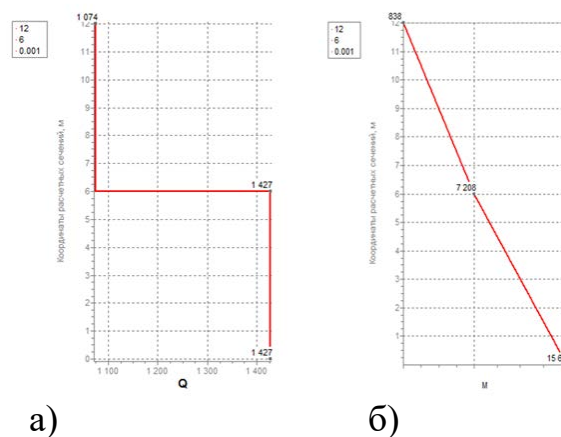


Рисунок 8 – Эпюры изгибающих моментов по высоте ствола.
 а – без пневмозащиты; б – при ее устройстве

Figure 8 – Diagrams of bending moments along the trunk height.
 а – without pneumatic protection; б – with its device

Относительная оценка изменения усилий в рассматриваемых сечениях системы приведена в таблице 6.

Таблица 6 – Анализ изменений усилий, действующих на систему при сейсмических воздействиях

Table 6 – Analysis of changes in the forces acting on the system during seismic impacts

№ сечения	Отметка сечения	Изменение параметров, %	
		Изгибающий момент, М	Поперечная сила, Q
1-1	0,001	20↓	11↓
2-2	6,000	28↓	11↓
3-3	12,000	53↓	20↓

В связи с значительным уменьшением значений усилий можно сделать вывод, что сейсмостойкость конструкции повышена благодаря применению пневмозащиты.

Выводы

Рассмотрена идея обеспечения сейсмостойкости водонапорной башни путем применения внутренней пневмозащиты. Внутренняя пневмозащита позволяет не предусматривать дополнительное утепление пневмозащитных установок, так как они находятся внутри резервуара. Кроме того, такое решение облегчает эксплуатацию водонапорной башни, снабженной пневмозащитой, так как она защищена от внешних воздействий.

Выполнен численный расчет объемов пневмозащиты и численных значений параметров расчетно-динамической модели конструкции водонапорной башни с внутренней пневмозащитой применительно к башне А.А. Рожновского.

Проведен сравнительный анализ колебаний водонапорной башни без пневмозащиты и при ее наличии. Определены динамические характеристики системы и усилия в стволе башни при сейсмических воздействиях. Результаты показывают, что при наличии пневмозащиты изменяются динамические характеристики системы, что приводит к снижению сейсмических нагрузок и значительному уменьшению усилий в конструкции водонапорной башни.

Данное конструктивное решение пневмозащиты легко может быть реализовано в эксплуатируемых водонапорных башнях, как в башне А.А. Рожновского, рассмотренной в ходе исследований, так и в других конструкциях водонапорных башен.

Устройство пневмозащиты, предложенное в работе позволит обеспечить сейсмостойкость водонапорных башен в тех районах, где сейсмичность площадки строительства была повышена вследствие пересмотра карт общего сейсмического районирования.

Список литературы

1. Котов В.И. Индустриальные решения стволов водонапорных башен. *Промышленное строительство инженерных сооружений*. 1989. №4. С. 34–35.

2. Спивак Е.С. К вопросу о динамическом воздействии сейсмозврывных волн на башенное сооружение. Расчет строительных конструкций. Киев. 1970. С 23–30.
3. Николаенко Н.А. Динамика и сейсмостойкость конструкций, несущих резервуары. М.: Гостройиздат, 1962. 88 с.
4. Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. М.: Стройиздат, 1976. 229 с.
5. Полюх В.С. Водонапорные башни. Проектирование. М.: Стройиздат, 1980. 351 с.
6. Нискин Э.А. Расчет стальных вертикальных резервуаров на сейсмические воздействия. М.: ВПИ Теплоэлектропроект, 1998, 189 с.
7. Савинов О.А., Уздин А.М. Назначение уровня расчетного воздействия при оценке сейсмостойкости крупных гидротехнических сооружений // *Экспресс-информация ВНИИИС. Серия 14. Сейсмостойкое строительство*. 1980, Выпуск 2, 21–25, с. 25.
8. Савинов О.А., Шейнина С.И. К анализу сейсмозащитных свойств воздушной завесы. Известия ВНИИГ. 1980, 1. 140, с. 84–89.
9. Шейнина С.И. Эффективность воздушной завесы при воздействии переменного по времени давления на поверхность водоема // *Изв. ВНИИИГ им. Б.Е. Веденеева*. 1984. Т.170 С. 46–53.
10. Пейчев М.М. Перспективы строительства водонапорных башен в сейсмических районах // *Проектирование и расчет строительных конструкций*. Л., 1986. С. 45–51.
11. Уздин А.М., Пейчев М.М., Пейчева Ю.С. Расчет водонапорных башен на сейсмические воздействия // *Строительство в особых условиях // Экспресс информация ВНИИИС. Серия 14, 1986, выпуск 2, с. 21–27*.
12. Уздин А.М., Елизаров С.В., Белаш Т.А. Сейсмостойкие конструкции транспортных зданий и сооружений: учебное пособие. М.: ФГБОУ «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте». 2012. 501 с.
13. Патент №13599428 СССР.: Водонапорная башня: заявл. 04.04.1986 опубл. 15.12.1987: бюл. № 46: Савинов О.А., Уздин А.М., Пейчев М.М., 2 л.: ил.

References

1. Kotov V.I. Industrial solutions of trunks of water towers. *Industrial construction of engineering structures*. 1989, no. 4, pp. 34–35 [In Russian]
2. Spivak E.S. On the issue of the dynamic effect of seismic waves on a tower structure. *Calculation of building structures*. Kiev, 1970, pp. 23–30 [In Russian]
3. Nikolaenko N.A. Dynamics and seismic resistance of structures bearing tanks. М.: Gostroizdat, 1962, 90, p. 88 [In Russian]
4. Eisenberg J.M. Structures with switching connections for seismic areas М.: Stroyizdat, 1976. 229 p. [In Russian]
5. Polyukh V.S. Water towers. Designing. / V.S. Polyukh, М.: Stroyizdat, 1980, 351 p. [In Russian]
6. Niskin E.A. Calculation of steel vertical tanks for seismic impacts. М.: VPI Teploelectroproekt, 1998, 189 p. [In Russian]
7. Savinov O.A., Uzdin A.M. Assignment of the level of calculated impact in the assessment of seismic resistance of large hydraulic structures. *Express-information VNIIS. Series 14. Earthquake-resistant construction*, 1980, Issue 2, pp. 21–25 [In Russian]

8. Savinov O.A., Sheinina S.I. On the analysis of the seismic properties of the air curtain. *Izvestiya VNIIG*, 1980, 1. 140, pp. 84–89 [In Russian]
9. Sheinina S.I. The effectiveness of an air curtain under the influence of time–varying pressure on the surface of a reservoir. *Izv. VNIIG named after B.E. Vedeneev*. 1984, vol.170, pp. 46–53 [In Russian]
10. Peychev M.M. Prospects for the construction of water towers in seismic areas. *Design and calculation of building structures*. L., 1986, pp.45–51 [In Russian]
11. Uzdin A.M., Peychev M.M., Peycheva Yu.S. Calculation of water towers for seismic impacts. *Construction in special conditions. Express information of VNIIS*. Series 14, 1986, Issue 2, pp. 21–27 [In Russian]
12. Uzdin A.M., Elizarov S.V., Belash T.A. Earthquake–resistant structures of transport buildings and structures: textbook. M.: FSBEI "Educational and Methodological Center for Education in Railway transport". 2012. 501 p.
13. Patent No. 13599428 USSR.: Water tower: application 04.04.1986 publ. 15.12.1987: bul. No. 46: Savinov O.A., Uzdin A.M., Peychev M.M., 2 l.: ill.

Информация об авторах

Сабирова Ойпошша Бахтияровна, магистр, Петербургский государственный университет путей сообщения императора Александра I (ПГУПС). Санкт-Петербург, Российская Федерация sabirovaanna95@ya.ru

Oyposhsha B. Sabirova, magistr, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University (PGUPS). St. Petersburg, Russian Federation

Зенченкова Диана Вениаминовна, к.т.н., доцент кафедры «Строительные конструкции, здания и сооружения», Петербургский государственный университет путей сообщения императора Александра I (ПГУПС). Санкт-Петербург, Российская Федерация dvz2012@mail.ru

Diana V. Zenchenkova, Cand. Sci. (Eng.), associate professor of Department Building structures, buildings and structures Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University (PGUPS). St. Petersburg, Russian Federation