



СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

ISSN 2618-9283

DOI 10.37153/2618-9283

EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY

01 2022

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);

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

2.4.9 – Ядерные энергетические установки, топливный цикл, радиационная безопасность (технические науки);

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

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 01.02.2022 г. года под номером 2088.

С 24 мая 2021 года журнал входит в Russian Science Citation Index (RSCI) на платформе Web of Science. 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: 25 февраля, 25 апреля, 25 июня, 25 августа, 25 октября, 25 декабря.

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

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

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

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

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

2.1.2 – Foundations, underground structures (technical sciences);

2.8.10 – Labor protection, industrial safety, safety in emergency situations (subsurface use);

2.4.9 – Nuclear power plants, fuel cycle, radiation safety (technical sciences);

1.6.1 – General and regional geology. Geotectonics and geodynamics science (geological and mineralogical sciences);

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 01.02.2022 listed under the 2088 position.

Since May 24, 2021 included in the Russian Science Citation Index (RSCI) on the Web of Science platform.

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

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

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

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

The Founder: A. A. Bubis.

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

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

Frequency: 6 times a year. **Release dates:** February 25, April 25, June 25, August 25, October 25, December 25.

Главный редактор

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

Заместитель главного редактора

Бубис А. А. (Москва, Российская Федерация)

Ответственный секретарь редколлегии

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

Редакционная коллегия

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

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

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

Вада Акира, доктор, профессор (Токио, Япония)

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

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

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

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

Клементе Паоло, доктор, профессор (Рим, Италия)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Чимелларо 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 Engineering, Professor (Kerman, Iran)

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

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

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

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

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

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

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

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

Cimellaro Gian Paolo, Associate Professor (Turin, Italy)

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

СОДЕРЖАНИЕ

№ 1 – 2022

Теоретические и экспериментальные исследования

Нестерова О.П., Уздин А.М., Федорова М.Ю., Фрезе М., Юхай Гуань

Учет демпфирования в задачах теории сейсмостойкости. Ответ на статью Huating Chen, Ping Tan, Fulin Zhou “An improved response spectrum method for non-classically damped systems” **8**

Турилов В.В., Уткин И.А.

Построение специальной матрицы демпфирования для метода прямого пошагового интегрирования **27**

Разяпов Р.В., Хузин Р.М., Марусин Р.А.

Прогнозирование осадки грунтов при строительстве объектов наземной инфраструктуры космодромов при помощи информационных систем **37**

Сейсмический риск и ущерб

Калиберда И.В., Нефёдов С.С.

Повреждения объектов электросетевого хозяйства при землетрясениях **50**

Мониторинг и паспортизация зданий и сооружений

Бубис А.А., Абреков З.М., Закраилов З.З., Кахновский А.М., Кодыш В.Э., Поляков В.С.

Дистанционный мониторинг эксплуатационной надежности зданий **64**

Фото на обложке номера из открытых источников

CONTENTS

№ 1 – 2022

Theoretical and Experimental Studies

O. P. Nesterova, A. M. Uzdin, M. Yu. Fedorova, M. Freze, Youhai Guan

Taking damping into account in seismic theory problems.
A response to the paper by Huating Chen, Ping Tan, Fulin Zhou “An improved response spectrum method for non-classically damped systems” **8**

V. V. Turilov, I. A. Utkin

Построение специальной матрицы демпфирования для метода прямого пошагового интегрирования **27**

R.V. Raziapov, R.M. Huzin, R.A. Marusin

Forecasting of soil precipitation during the construction of ground infrastructure facilities of cosmodromes using information systems **37**

Seismic risk and damage

I.V. Kaliberda, S. S. Nefedov

Seismic damages of electric grid facilities **50**

Monitoring and certification of seismic constructions

A. A. Bubis, Z. M. Abrekov, Z. Z. Zakrailov,

A. M. Kahnovskiy, V. E. Kodysh, V. S. Polyakov

Remote monitoring of operational reliability of buildings **64**

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

УДК 534.1

DOI [10.37153/2618-9283-2022-1-8-26](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-1-8-26)

Theoretical and experimental studies

Taking damping into account in seismic theory problems.

A response to the paper by Huating Chen, Ping Tan, Fulin Zhou “An improved response spectrum method for non-classically damped systems”

Olga P. Nesterova¹, Alexander M. Uzdin², Maria Yu. Fedorova³, Maxim Freze⁴, Youhai Guan⁵

¹ Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering

² Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University

³ Saint Petersburg State University

⁴ Transmost PLC

⁵ China University of Petroleum

Abstract: The results of the paper of Prof. Tan “An improved response spectrum method for non-classically damped systems”, previously published in Bulletin of Earthquake Engineering, are analyzed. It is noted that the paper contains important material which allows one to analyze systems with arbitrary damping. According to the authors, the method of constructing the velocity spectra of damped systems is important for calculating damped systems. The material presented in the paper is a kind of basis for explicitly taking damping into account in regulatory documents. To do this, it is necessary to link the existing regulatory documents with theoretical studies. Relevant proposals are set out in the presented response and are illustrated by an example. At present the most difficult thing is to carefully construct damping equations, in particular, to take account of internal friction in the material.

Keywords: earthquake engineering, response spectrum method, non-classically damping

For citation: Nesterova O.P., Uzdin A.M., Fedorova M.Yu., Freze M., Youhai Guan. Taking damping into account in seismic theory problems. A response to the paper by Huating Chen, Ping Tan, Fulin Zhou “An improved response spectrum method for non-classically damped systems”. Earthquake engineering. Constructions Safety. 2022, no.1, pp. 08-26 DOI: [10.37153/2618-9283-2022-1-8-26](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-1-8-26)

Acknowledgements: The paper was prepared with support of RFFI, grant N GFEN-a 21-58-53012

Теоретические и экспериментальные исследования

Учет демпфирования в задачах теории сейсмостойкости. Ответ на статью Huating Chen, Ping Tan, Fulin Zhou “An improved response spectrum method for non-classically damped systems”

@ Olga P. Nesterova, Alexander M. Uzdin, Maria Yu. Fedorova, Maxim Freze, Youhai Guan, 2022

Нестерова О.П.¹, Уздин А.М.², Федорова М.Ю.³, Фрезе М.⁴, Юхай Гуань⁵

¹Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ). Санкт-Петербург, Российская Федерация

²Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I (ПУПС). Санкт-Петербург, Российская Федерация

³Санкт-Петербургский государственный университет (СПбГУ). Санкт-Петербург, Российская Федерация

⁴АО «Трансмост». Санкт-Петербург, Российская Федерация

⁵Китайский нефтяной университет. Хуадун, Китай

Аннотация. Анализируются результаты статьи Huating Chen, Ping Tan, Fulin Zhou “An improved response spectrum method for non-classically damped systems”, опубликованные ранее в Bulletin of Earthquake Engineering. Отмечается, что статья содержит важный материал, позволяющий анализировать системы с произвольным демпфированием. Важным, по мнению авторов, является методика построения спектров скоростей при большом демпфировании. Представленный в рассматриваемой статье материал является своего рода основанием для явного учета демпфирования в нормативных документах. Для этого необходима увязка сложившейся нормативной базы с теоретическими исследованиями. Соответствующие предложения изложены в представленном отклике и проиллюстрированы на примере. Наиболее сложным в настоящее время является аккуратное построение уравнений демпфирования, в частности, учет внутреннего трения в материале.

Ключевые слова: сейсмостойкое строительство, линейно-спектральный метод, неклассическое демпфирование

Introduction

It seems quite obvious that damping significantly influences the seismic response of structures. However, the Guidelines in law in the most countries do not explicitly take damping into account, when applying the response spectra method (RSM) to calculate the structure seismic stability. This is due to the fact that the RSM formulas and characteristics, first of all, the design peak ground accelerations (PGA) and the design response spectra are set to correspond to actual damages of mass construction objects, i.e. they implicitly take into account the actual energy dissipation typical of 4–6 storey buildings on dense non-rock grounds. This problem has been widely discussed in scientific literature. In particular, in Russia, this problem was discussed in the papers of [1-4]. However, with the development of earthquake engineering, the question of an explicit account of damping is becoming increasingly important. First, it is relevant for the calculation of structures, which by their dynamic characteristics are significantly different from objects of mass construction, for example, metal bridges, pipelines, power lines, tanks, high-rise buildings, seismic isolated structures and others [5-7 and others]. Second, dampers are the most important element of seismic antihunting and seismic isolation systems [4,5,8,9 and others]. Third, it is impossible to analyze the soil - structures interaction (SSI) without damping, since along the boundary of the computational domain; there arises a necessity of setting the damping boundary [10-13]. Finally, at performed based designing (PBD) one has to face the necessity of explicit consideration of damping, which requires detailed calculations of the structure under the action of earthquakes of various intensity.

At present, attempts are being made to carry out these calculations using dynamic calculations basing on accelerograms of earthquakes for the construction site. However, it is quite difficult to get a package of design accelerograms, which are usually generated for designing

unique objects. Even in this case, the calculated accelerograms become available at the end of the designing, which makes it difficult to make timely technical decisions. For type designing, when the construction site is unknown, generating accelerograms becomes quite problematic. The above mentioned questions can be solved if the response spectra method (RSM) is further developed to calculate damped systems. This problem is posed and partially solved in paper [14]. However, the data given in [14] is not sufficient for using the RSM. In Russia, there is some experience of calculating strongly damped systems [15 and others], which the authors consider below, developing the results of paper [14]. In carrying out calculations the engineer has to solve several problems in order to take damping into account. These include:

1. Setting damping characteristics of the system and constructing the system damping matrix. This question is not touched upon at all in the paper [14].
2. Recording equations of motion of the damped system. In [14], only a special case of internal damping is considered, which is not sufficient for describing oscillations of a number of structures. In particular, it is not possible to take into account the damping boundary [10] in SSI (soil structure interaction) problem without additional account of external damping. Equations [14] are written for identical excitation of all support nodes, which makes the theory [14] inapplicable for calculating bridges and other multi-support structures.
3. Constructing the RSM for calculating structures with damping. In [14], only the question of modal decomposition of a damped system was considered in detail, however, the results obtained do not correspond to normative calculation methods, which makes it difficult to use the data [14] in practice.
4. Calculating seismic forces, taking into account the correlation of loads for different oscillation modes caused by excitation of various supports. Since the equations [14] are incomplete, the question of the correlation of the component forces is considered in a limited volume.

Method

Investigation method includes setting damping characteristics, recording motion equation and their modal decomposition

Setting damping characteristics of the system and building the damping matrix

Vibration damping is caused by various factors: friction against water and air, friction in joints, internal friction in the material, energy loss in special devices, energy radiation into the soil base. These factors require different approaches to defining damping.

Friction against air and water is external, i.e. associated with the absolute velocity of the system points. Taking into account this type of damping is necessary when calculating power lines, suspension and cable-stayed bridges with large spans and deep-water shelf structures. The resistance force Q acting on a system node depends on the nature of the fluid or air flowing around the structure. Typically, with a laminar flow, this force is proportional to the point velocity and is characterized by a viscous drag coefficient.

$$Q = -bu. \quad (1)$$

where u is the absolute velocity of the system point at which the damper is fixed.

In this case the structure of the damping matrix is similar to the inertia matrix of the system.

In some cases, there is a turbulent flow of fluid or air around the structure. Then various dynamic effects [16] are possible. In the simplest case there arise resistance forces that are proportional to the velocity square:

$$Q = -bu^2. \quad (2)$$

In Russia such resistance is called turbulent friction.

Energy losses in joints and special devices cause resistance forces, which are generally described by the formula

$$Q = -C|\dot{u}|^\alpha \text{sign}(\dot{u}). \quad (3)$$

With sufficiently high accuracy, the resistance force of form (3) can be represented as a superposition of dry and viscous friction

$$Q = -F\text{sign}(\dot{u}) - b\dot{u}. \quad (4)$$

In engineering calculations, resistance force (3) is often replaced by a viscous one. In contrast to (1), this resistance force is proportional to the mutual (relative) velocity of the system nodes, between which the damping element is placed. In this case the structure of the damping matrix is similar to the stiffness matrix of the system.

Geometric energy radiation into the soil base is modeled by viscous dampers. For the simplest model of the soil base in the form of a system with 1/2 degree of freedom (DOF), the resistance force that simulates the energy radiation into the elastic inertial half-space at horizontal vibrations is described by the viscous resistance coefficient

$$b = \pi r^2 \rho c_2. \quad (5)$$

More complex models of the base with a small number of degrees of freedom are considered in well-known works [1,2,11,12,13,17].

For the finite element base models, a damping boundary [10] is placed along the contour of the computational domain. It includes dampers with a viscous resistance coefficient proportional to the acoustic stiffness of the soil base. To introduce damping into motion equations, it is important to define how to fix Lysmer dampers. If it is fixed independently of the base (Fig. 1 a), then the damping will be external and described by formula (1). Often a soil column is introduced into the design model (Fig. 1b) and the damping becomes internal and described by formula (3).

Problems arise when describing the internal resistance in the material. The resistance forces discussed above are frequency dependent. The resistance force is proportional to the oscillation frequency at system harmonic oscillations. The internal friction in the material is frequency-independent and, strictly speaking, cannot be described by relations (1, 3). A large number of publications in the period from 1960 to 1990 are devoted to this problem in Russia. For a system with one degree of freedom the hypotheses, called the Soroka-Sorokin [1,18] and Voigt -Reznikov-Zeitlin [1] in the Russian literature, are widely used.

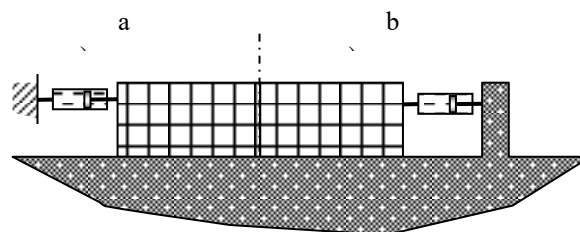


Figure 1 – Setting the damping boundary independent of the base (a) and with the ground column (b)

Рисунок 1 – Схема установки демпфирующей границы а) – независимо от основания б) – через колонну основания

In the cases described above, the damping matrix is constructed directly using the known resistance forces between the nodes of the system or between the nodes of the system and a fixed point.

According to the first hypothesis, proposed and developed in the works of a Canadian expert W.Soroka [18] and Russian expert Ye. S. Sorokin, which results are described in [1,2], the resistance force of a single-mass oscillator is proportional to the rigidity of the system and is described by the relation

$$Q = -b_c \tilde{y}. \quad (6)$$

Here \tilde{y} is defined as follows. If

$$y = \sum_i C_i \cos \omega_i t + S_i \sin \omega_i t, \quad (7)$$

then

$$\tilde{y} = \sum_i -C_i \sin \omega_i t + S_i \cos \omega_i t. \quad (8)$$

The coefficient b_c that determines resistance force (6) is expressed by the stiffness coefficient r

$$b_c = \gamma r. \quad (9)$$

The coefficient γ is referred to as the coefficient of inelastic resistance

Formula (9) is generalized to be applied to the element damping matrices. If the system consists of N elements, then the stiffness matrix can be represented as

$$\mathbf{R} = \sum_{i=1}^N \mathbf{R}_i, \quad (10)$$

then

$$\mathbf{B}_c = \sum_{i=1}^N \gamma_i \mathbf{R}_i. \quad (11)$$

As an example, consider the simplest system with two degrees of freedom, shown in Figure 2. The stiffness matrix for them is

$$\mathbf{R} = \begin{vmatrix} C_1 + C_2 & -C_2 \\ -C_2 & C_2 \end{vmatrix}, \quad (12)$$

the corresponding damping matrix is

$$\mathbf{B}_c = \begin{vmatrix} C_1 \gamma_1 + C_2 \gamma_2 & -C_2 \gamma_2 \\ -C_2 \gamma_2 & C_2 \gamma_2 \end{vmatrix}. \quad (13)$$

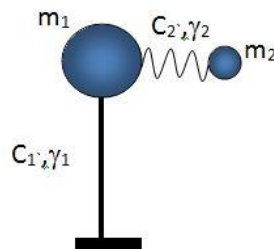


Figure 2 – Structure model to illustrate methods of setting the damping

Рисунок 2 – Расчетная схема для иллюстрации подбора параметров демпфирования

For the model under consideration $m_1 = 150$ tons, $m_2 = 15$ tons, $C_2 = 2058$ kN / m, $C_1 = 27512$ kN / m, $\gamma_1 = 0.1$, $\gamma_2 = 0.45$

For the indicated data, the following stiffness matrices \mathbf{R} and \mathbf{B}_c are obtained:

$$\mathbf{R} = \begin{pmatrix} 2.957 \cdot 10^4 & -2.058 \cdot 10^3 \\ -2.058 \cdot 10^3 & 2.058 \cdot 10^3 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{B}_c = \begin{pmatrix} 3.127 \cdot 10^3 & -926.265 \\ -926.265 & 926.265 \end{pmatrix}.$$

The construction of the damping matrix in form (11) makes it possible to explicitly take damping into account in all system elements and it can be easily algorithmized. For this purpose, the same software, as for constructing the stiffness matrix \mathbf{R} , can be used, replacing the modulus \mathbf{E} by the corresponding product $\gamma\mathbf{E}$ in the initial data. Unfortunately, the oscillation equations based on such damping is subject to much criticism. For free vibrations they can be written in the form

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{B}_c\dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{R}\mathbf{Y} = \mathbf{0}. \quad (14)$$

The complex form of equation (14) has the form

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Y}}^* + \mathbf{B}_c\dot{\mathbf{Y}}^* + \mathbf{R}\mathbf{Y}^* = \mathbf{0}, \quad (15)$$

where, \mathbf{M} is inertia matrix; $\mathbf{Y}^* = \mathbf{Y} + i\tilde{\mathbf{Y}}$

After reducing equation (15) to the normal form, we get

$$\begin{pmatrix} \dot{\mathbf{Y}}^* \\ \mathbf{Y}^* \end{pmatrix} \dot{} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{B}_c - \mathbf{M}^{-1}\mathbf{R} \\ \mathbf{E} & \mathbf{0} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\mathbf{Y}}^* \\ \mathbf{Y}^* \end{pmatrix}. \quad (16)$$

As it is known, the eigenvalues of this equation have the following form

$$\lambda_j = \pm \frac{\gamma_j k_j}{2} - i\omega_j, \quad \text{where } \omega_j = k_j \sqrt{1 - \frac{\gamma_j^2}{4}} \quad (17)$$

Using (17), one can formally obtain eigen frequencies and modal damping. The presence of positive real parts of the eigenvalues does not allow one to use the considered damping method for the numerical integration of the motion equations (15, 16).

The Voigt-Reznikov-Zeitlin hypothesis requires the initial construction of the damping matrix (11) with the subsequent transition to the matrix of viscous resistance \mathbf{B} according to formula (10)

$$\mathbf{B} = \mathbf{B}_c \mathbf{X} \mathbf{K}^{-1} \mathbf{X}^{-1}, \quad (18)$$

where \mathbf{X} is the eigenvector matrix of the matrix $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{R}$, i.e. the undamped system, $\mathbf{K} = [k_1, k_2, \dots, k_n]$ is the diagonal matrix of the natural frequencies of vibration of the system. The oscillation equations based on formula (18) have a standard form.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{B}\dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{R}\mathbf{Y} = \mathbf{0}, \quad (19)$$

or after reducing to the normal form

$$\begin{pmatrix} \dot{\mathbf{Y}} \\ \mathbf{Y} \end{pmatrix} \dot{} = \begin{pmatrix} -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{B} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{R} \\ \mathbf{E} & \mathbf{0} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\mathbf{Y}} \\ \mathbf{Y} \end{pmatrix}. \quad (20)$$

Note, that the matrix \mathbf{B} obtained by formula (18) is not symmetric, which is equivalent to the presence of gyroscopic members in the system.

As it is known [1,2] for a system with proportional damping, when the matrices $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{R}$, $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{B}_c$ and $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{B}$ have one and the same system of eigenvectors, equations (14) and (19) in the main coordinates ξ are written by equivalent equations

$$\ddot{\xi}_j + \gamma_j k_j^2 \tilde{\xi}_j + k_j^2 \xi_j = 0, \quad (21)$$

$$\ddot{\xi}_j + \gamma_j k_j \dot{\xi}_j + k_j^2 \xi_j = 0. \quad (22)$$

In the general case, neither Eq. (14) nor Eq. (19) can be expanded in mode shapes of the undamped system. Their modal decomposition was considered in a number of papers [1,2], including the paper under discussion [14]. The damping matrices of the considered systems, constructed by formula (18) are given in table 1.

Now we consider viscous damping in the Rayleigh form, which is widely used in most software packages. In this case, the damping matrix \mathbf{B} is used, presented as a linear combination of mass and stiffness matrices:

$$\mathbf{B} = \alpha_M \mathbf{M} + \alpha_R \mathbf{R}. \quad (23)$$

The coefficients of the linear combination α_M and α_R are recommended [19] to be determined by the formulas

$$\alpha_M = \frac{2\zeta \omega_{\max} \omega_{\min}}{\omega_{\max} + \omega_{\min}}, \quad (24)$$

$$\alpha_R = \frac{2\zeta}{\omega_{\max} + \omega_{\min}}. \quad (25)$$

Here $\zeta = \gamma/2$ is the damping in fractions of the critical one.

The two circular frequencies ω_{\max} and ω_{\min} are undamped circular frequencies determining the frequency range important for the system reaction parameters.

In general, the mentioned approach raises many questions. The system can be quite complex and be characterized by a set of values of ζ . It is not clear what value to use in formulas (24, 25). Neither it is clear, what range of ω to take. In this connection, hypothesis (23) is applied to each element by analogy with formula (11).

$$\mathbf{B}_c = \sum_{i=1}^N \left(\alpha_M^{(i)} \mathbf{M}_i + \alpha_R^{(i)} \mathbf{R}_i \right). \quad (26)$$

For the system with two DOF, formula (26) gives a unique result:

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}_1 + \mathbf{R}_2, \text{ where } \mathbf{R}_1 = \begin{pmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & 0 \end{pmatrix} \text{ and } \mathbf{R}_2 = \begin{pmatrix} C_2 & -C_2 \\ -C_2 & C_2 \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_1 + \mathbf{M}_2, \text{ where } \mathbf{M}_1 = \begin{pmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & 0 \end{pmatrix} \text{ and } \mathbf{M}_2 = \begin{pmatrix} 0 & 0 \\ 0 & m_2 \end{pmatrix}$$

Then, according to Rayleigh, the damping matrix takes the following form:

$$B = \alpha_M^{(1)} M_1 + \alpha_M^{(2)} M_2 + \alpha_R^{(1)} R_1 + \alpha_R^{(2)} R_2. \quad (27)$$

Numerical values of the matrix coefficients are also given in table 1.

Table 1 – Damping matrices for the system with two DOF

Таблица 1 – Матрицы демпфирования для системы с двумя степенями свободы

In accordance with formula (18)	In accordance with formula (26)	In accordance with formula (29)
193.722 -56.262	193.728 -29.623	497.538 -11.047
-29.623 63.873	-29.623 63.873	-11.047 44.928

As can be seen from the table, different methods give different values of damping matrices. Only the third method determines the proportional damping matrix. Table 2 shows the results of modal decomposition of the obtained damping matrices according to undamped system modes.

Let us turn to the common damping accounting method used in many software packages, when the damping is distributed in proportion to the mode energy. In this case, the stiffness matrix is also divided into matrices that determine the contribution of each member. In the example used, $R = R1 + R2$. Further, to estimate the modal damping γ_j (element of the matrix Γ), the following formula is used

$$\gamma_j = \frac{\sum_k \gamma^{(k)} \mathbf{x}_j^T \mathbf{R}^{(k)} \mathbf{x}_j}{\mathbf{x}_j^T \mathbf{R} \mathbf{x}_j}, \quad (28)$$

here \mathbf{x}_j is the j-th eigenvector of the undamped system, $\mathbf{R}^{(k)}$ is a part of the stiffness matrix, caused by the k-th member of the system; $\gamma^{(k)}$ is the coefficient of inelastic resistance of the k-th system member.

It is easy to rebuild the damping matrix from the modal damping obtained

$$\mathbf{B} = \mathbf{M} \cdot \mathbf{X} \cdot \mathbf{\Gamma} \cdot \mathbf{K} \cdot \mathbf{X}^{-1}, \quad (29)$$

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} 407.878 & 3.828 \\ 3.828 & 42.46 \end{bmatrix}.$$

For the example considered, the damping matrix is also given in table 2.

Note that all the considered methods, when being applied them to the matrix of the member damping, allow one to take into account the damping parameters of each member. However, only the latter of the considered methods leads to proportional damping, i.e. decomposition of the damping matrix using eigenvectors of the undamped system.

Table 2 – The result of the modal decomposition of the damping matrix using the undamped system modes (matrix $\mathbf{X}^{-1}\mathbf{M}^{-1}\mathbf{B}\mathbf{X}$)

Таблица 2 – Результат разложения матриц демпфирования по формам недемпфированной системы (матрица $\mathbf{X}^{-1}\mathbf{M}^{-1}\mathbf{B}\mathbf{X}$)

In accordance with formula (18)	In accordance with formula (26)	In accordance with formula (29)
0.221 -0.139	0.202 -0.109	0.221 0
-0.199 0.329	-0.215 0.355	0 0.329

The result obtained is more optimistic than it seems at first glance. This is due to the following circumstances.

1) Although the approaches used give different results, the diagonal elements of the matrices $\mathbf{X}^{-1}\mathbf{M}^{-1}\mathbf{B}\mathbf{X}$ are close. It is these elements that ultimately determine modal damping.

2) The problem-causing internal friction in a material usually determines only a fraction of the energy losses noticeably less than a half. A significant part of energy losses is associated with geometric radiation of energy into the soil base and with energy dissipation in damping devices. Therefore 30...40% error in determining internal friction leads to an error of 8-15% in the overall energy balance, which is quite acceptable for seismic calculations.

3) The authors' calculation experience [1-4] shows that when member damping is not higher than 15% of the critical value, all methods of accounting the damping provide an acceptable error in estimating seismic stability.

However, in practice, there are quite a lot of cases when damping significantly changes the oscillation shape modes. In this case, one has to use a complete decomposition of the motion equations according to the damped system modes, as was done in [14] Before considering some features of such decomposition, let us turn to equations of seismic oscillations of a damped system.

Recording motion equations of the damped system

With arbitrary damping, an original motion equation presented in generalized displacements can be written in a standard way:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + (\mathbf{B}_I + \mathbf{B}_E)\dot{\mathbf{q}} + \beta_I\dot{\mathbf{Y}}_0 + \beta_E\dot{\mathbf{Y}}_0 + \mathbf{R}\mathbf{q} + \mathbf{C}\mathbf{Y}_0 = 0, \quad (30)$$

where \mathbf{M} , \mathbf{B} and \mathbf{R} are inertia, damping and stiffness matrices. Index E stands for external damping, while index I stands for internal one. The vector of generalized coordinates \mathbf{q} has length n which is equal to the number of unknown coordinates. The vector \mathbf{Y}_0 has length N equal to the number of rest nodes. Matrices β_I and β_E are those of reactions in the direction of the generalized coordinates caused by the speed of rest node displacements. The matrix \mathbf{C} is the matrix of reaction in the direction of the generalized coordinates caused by rest node displacements.

Let us proceed to the new unknowns, having single out the displacements \mathbf{q} the static part \mathbf{u} satisfying the condition

$$\mathbf{R}\mathbf{u} + \mathbf{C}\mathbf{Y}_0 = 0, \quad \mathbf{u} = -\mathbf{R}^{-1}\mathbf{C}\mathbf{Y}_0 \quad (31)$$

Denote the new unknowns by \mathbf{Y}

$$\mathbf{Y} = \mathbf{q} - \mathbf{u} \quad (32)$$

In the new unknowns, equation (30) takes the form

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Y}} + (\mathbf{B}_I + \mathbf{B}_E)\dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{R}\mathbf{Y} = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} - \beta_I\dot{\mathbf{Y}}_0 - \beta_E\dot{\mathbf{Y}}_0 - (\mathbf{B}_I + \mathbf{B}_E)\dot{\mathbf{u}}. \quad (33)$$

If we consider that from (31)

$$\mathbf{u} = -\mathbf{R}^{-1}\mathbf{C}\mathbf{Y}_0, \quad (34)$$

then the equation (33) is reduced to

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Y}} + (\mathbf{B}_I + \mathbf{B}_E)\dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{R}\mathbf{Y} = \mathbf{M}\mathbf{R}^{-1}\mathbf{C}\ddot{\mathbf{Y}}_0 - \beta_I\dot{\mathbf{Y}}_0 - \beta_E\dot{\mathbf{Y}}_0 + (\mathbf{B}_I + \mathbf{B}_E)\mathbf{R}^{-1}\mathbf{C}\dot{\mathbf{Y}}_0. \quad (35)$$

If the displacements of the reference nodes are the same and equal to y_0 , the equation is simplified. In this case

$$\mathbf{u} = \mathbf{I}y_0; \quad \mathbf{Y}_0 = \hat{\mathbf{I}}y_0; \quad \mathbf{u} = \mathbf{I}y_0 = -\mathbf{R}^{-1}\mathbf{C}\mathbf{Y}_0, \quad (36)$$

where \mathbf{I} is the vector of action projections on the directions of the generalized coordinates having length n , $\hat{\mathbf{I}}$ is a unit vector of length N .

Taking into account (36), equation (35) for a system with identical perturbations under the supports can be rewritten as

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Y}} + (\mathbf{B}_I + \mathbf{B}_E)\dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{R}\mathbf{Y} = -\mathbf{M}\mathbf{I}\ddot{y}_0 - \boldsymbol{\beta}_I\hat{\mathbf{I}}\dot{y}_0 - \boldsymbol{\beta}_E\hat{\mathbf{I}}\dot{y}_0 - (\mathbf{B}_I + \mathbf{B}_E)\mathbf{I}\dot{y}_0. \quad (37)$$

Note, that for a weightless system with a zero mass matrix and in the absence of external damping, the forces in the system will be equal to zero, i.e. the system will shift as a rigid whole. In this case $\mathbf{q}=\mathbf{I}y_0$, and using equation (30) the following ratio can be written

$$\mathbf{B}_E \mathbf{I}y_0 + \boldsymbol{\beta}_E \dot{\mathbf{Y}}_0 + \mathbf{R}\mathbf{I}y_0 + \mathbf{C}\mathbf{Y}_0 = 0, \quad (38)$$

consequently,

$$\mathbf{B}_I \mathbf{I}\dot{y}_0 + \boldsymbol{\beta}_I \hat{\mathbf{I}}\dot{y}_0 = 0 \quad (39)$$

and

$$\mathbf{R}\mathbf{I}y_0 + \mathbf{C}\hat{\mathbf{I}}y_0 = 0. \quad (40)$$

It should be noted that relation (39) is important when the Rayleigh form for damping setting is used, i.e. in the case when $\mathbf{B}_I = \alpha_M \mathbf{M} + \alpha_R \mathbf{R}$. Then, equality (39) takes the form

$$(\alpha_M \mathbf{M} + \alpha_R \mathbf{R})\mathbf{I}\dot{y}_0 + \boldsymbol{\beta}_I \hat{\mathbf{I}}\dot{y}_0 = 0 \quad (41)$$

or

$$\alpha_M \mathbf{M}\mathbf{I}\dot{y}_0 + \alpha_R \left(\mathbf{R}\mathbf{I} + \frac{1}{\alpha_R} \boldsymbol{\beta}_I \hat{\mathbf{I}} \right) \dot{y}_0 = 0. \quad (42)$$

If it turns out that $(1/\alpha_R)\boldsymbol{\beta}_I = \mathbf{C}$, equality (39) will not be fulfilled and forces will arise in the system when it is displaced as a rigid whole. This issue is hotly discussed in the Russian literature [11, 20, 21].

Taking into account (39) equation (37) can be transformed in to the following form

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Y}} + (\mathbf{B}_I + \mathbf{B}_E)\dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{R}\mathbf{Y} = -\mathbf{M}\mathbf{I}\ddot{y}_0 - \boldsymbol{\beta}_E\hat{\mathbf{I}}\dot{y}_0 + \mathbf{B}_E \mathbf{I}\dot{y}_0. \quad (43)$$

Equation (42) assumes that there are no masses in the support nodes. Otherwise, the first member of the motion equation should initially be following:

$$\begin{vmatrix} \boldsymbol{\mu}_{1,1} & \boldsymbol{\mu}_{1,2} \\ \boldsymbol{\mu}_{2,1} & \boldsymbol{\mu}_{2,2} \end{vmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{q} \\ \mathbf{Y}_0 \end{pmatrix}, \quad (44)$$

where a $\boldsymbol{\mu}_{1,1}=\mathbf{M}$. In this case, if $\boldsymbol{\mu}_{1,2}\neq 0$, the matrix $\mathbf{M} + \boldsymbol{\mu}_{1,2}\hat{\mathbf{I}}$ must be there in the left part of equation (43) instead of the inertia matrix \mathbf{M} .

Engineering principles of taking damping into account in the framework of Response Spectra Method

Modern Guidelines of seismic resistant construction are based on determining modal inertia forces and the subsequent loading the structure using these forces. Then the element strains are summed up in one way or another [22-25]. In the regulatory documents there is no mentioning of modal damping, and even if energy dissipation is taken into account, it is a single factor K_ψ by which seismic loads are multiplied and real damping is not taken into account explicitly.

Numerous studies [2,3 and others] show that to estimate the damping effect on the oscillation amplitude of a single-mass system explicitly, the correction factor $K_\psi(\gamma)$ can be used, calculated by the formula

$$K_\psi = \sqrt{\frac{1}{\gamma}}, \quad (45)$$

where $\gamma = 2\zeta$ is the coefficient of the system inelastic resistance.

Formula (45) could be applied to each oscillation mode; however, it is necessary to take into account that some damping typical of mass construction objects is incorporated into the normative dynamic coefficient (response spectrum). Thus, when working out the Russian Guidelines, the response spectrum was adjusted in accordance with damages of 5-storey brick buildings on non-rocky soils. For these buildings, the first oscillation mode is decisive for seismic loads. Damping for this mode was estimated by O. A. Savinov and A.M.Uzdin in 1974 and amounted to 7.5% of the critical value ($\gamma = 0.15$). In this case, the energy losses in the brickwork contributed $\gamma = 0.1$, and the remaining losses were determined by the energy outflow into the soil base. Accordingly, for buildings on a rocky base $\gamma = 0.1$, and for buildings on grounds with a deformation modulus $E_0 < 20$ MPa, the value of γ increases up to 0.22.

In accordance with the above, formula (44) takes the form

$$K_\psi = \sqrt{\frac{\gamma_{et}}{\gamma}}, \quad (46)$$

here γ_{et} is the reference damping value, which is typical of mass construction objects.

In the Russian Guidelines, soils are divided into 3 categories: rocky, dense non-rocky and weak ones. If for each soil category its own response spectrum is used, the coefficients K_ψ are taken to be different, in accordance with the adopted spectra. Accordingly, $\gamma_{et} = 0.1; 0.15$ and 0.22 for soils of the first, second and third categories. If one spectral curve for soils of the second category is used, for buildings on soils of the first category $K_\psi = 1.22$, and for soils of the third category $K_\psi = 0.675$.

Taking this into consideration, the formula for calculating modal seismic loads $S_{i,j}$ for the mass m_i according to the mode j is used

$$s_{i,j} = AK_l g m_i \beta(T_j) K_\psi(\gamma_j) \eta_{i,j}, \quad (47)$$

where A is the peak ground acceleration in fractions of gravity acceleration g , K_l is the reduction factor [26], $\beta(T_j)$ is the acceleration spectrum value, which depend on the period of the j -th vibration mode T_j , K_ψ is the correction for damping in the j -th vibration mode and depends on the modal damping in accordance with formula (46); $\eta_{i,j}$ is the coefficient of modes i.e. participation factor.

In developing the Guidelines in law, the proposed methodology provides the continuity of the regulatory base. It means that for mass construction objects $K_\psi=1$, and seismic loads calculated according both to the Guidelines in law and the proposed method are identical. Unfortunately, the question of taking damping into account in the frame of the Guidelines is not touched upon in well-known publications, including [14].

Modal decomposition of motion equations

Modal decomposition of motion equations is currently the simplest question in taking the account of damping. In the former USSR, the need of taking into account disproportionate damping arose in the early 70s of the last century in calculating bridges on the Baikal-Amur Railway. Relevant studies were published in 1982. In this time a method for a quick calculation of the

eigenvalues and eigenvectors of systems with disproportionate damping was proposed. Abroad, these issues began to be dealt with even earlier [27-30 and others]. In [14] principles of modal decomposition of damped oscillation equations in complex forms are stated in a concise form. According to the authors, the most complete analysis of the spectral decomposition of equations under consideration is to be found in [31]. In the authors' works [1,2] preference was given to the real form of representation of the motion equation analysis, as it was considered in the studies [32]. In this case the matrix of equations (20) without external damping can be reduced to a tridiagonal one with the help of a real transformation \mathbf{T} .

Transformation \mathbf{T} satisfies the following condition:

$$\mathbf{T}^{-1}\mathbf{A}\mathbf{T} = \mathbf{\Phi}, \tag{48}$$

where $\mathbf{A} = \begin{pmatrix} -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{B} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{R} \\ \mathbf{E} & \mathbf{0} \end{pmatrix}$ in formula (20) and $\mathbf{\Phi}$ is a tridiagonal matrix having the structure

$$\mathbf{\Phi} = \begin{pmatrix} \begin{array}{ccc|ccc} v_1 & & & \omega_1 & & \\ & v_2 & 0 & & \omega_2 & 0 \\ & & \ddots & & & \\ & 0 & & & 0 & \ddots \\ & & & & & \omega_n \\ \hline -\omega_1 & & & v_1 & & \\ & -\omega_2 & 0 & & v_2 & 0 \\ & & \ddots & & & \\ & 0 & & & 0 & \ddots \\ & & & & & \omega_n \\ \hline & & & & & v_{2n+1} \\ & & & & & & v_{2n+2} & 0 \\ & & & & & & & \ddots \\ & 0 & & 0 & & & & 0 & \ddots \\ & & & & & & & & v_{2N} \end{array} \end{pmatrix}, \tag{49}$$

here $\mathbf{N} = \begin{bmatrix} v_{2n+1}, v_{2n+2}, \dots, v_{2N} \end{bmatrix}$ is the diagonal matrix of real eigenvalues of the matrix \mathbf{A} .

The transformation \mathbf{T} has the following structure:

$$\mathbf{T} = \begin{pmatrix} \mathbf{V}_1 & \mathbf{W}_1 & \mathbf{T}_1 \\ \mathbf{V}_2 & \mathbf{W}_2 & \mathbf{T}_2 \end{pmatrix} \tag{50}$$

where the first n columns are real, and the second n columns are positive imaginary parts of the eigenvectors of the matrix \mathbf{A} corresponding to its complex eigenvalues; the last 2 (N-n) columns are the eigenvectors of the matrix \mathbf{A} corresponding to its real eigenvalues.

Transformation \mathbf{T}^{-1} is as follows:

$$\mathbf{T}^{-1} = \begin{bmatrix} \mathbf{P}_1 & \mathbf{P}_2 \\ \mathbf{Q}_1 & \mathbf{Q}_2 \\ \mathbf{U}_1 & \mathbf{U}_2 \end{bmatrix}. \quad (51)$$

Spectral decomposition of variables of equation (20) has the form

$$\begin{bmatrix} \dot{\mathbf{Y}} \\ \mathbf{Y} \end{bmatrix} = \mathbf{T} \begin{bmatrix} \boldsymbol{\Xi} \\ \mathbf{H} \\ \mathbf{I} \end{bmatrix}, \quad (52)$$

Here $\boldsymbol{\Xi} = [\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_k]$, $\mathbf{H} = [\eta_1, \eta_2, \dots, \eta_k]$, $\mathbf{I} = [\nu_1, \nu_2, \dots, \nu_k]$ are principal coordinates.

Performing per-block multiplication in (51), the coordinate transformation can be written down as:

$$\begin{cases} \dot{\mathbf{Y}} = \mathbf{V}_1 \boldsymbol{\Xi} + \mathbf{W}_1 \mathbf{H} + \mathbf{T}_1 \mathbf{I} \\ \mathbf{Y} = \mathbf{V}_2 \boldsymbol{\Xi} + \mathbf{W}_2 \mathbf{H} + \mathbf{T}_2 \mathbf{I} \end{cases} \quad (53)$$

System (52) written down using the principal coordinates takes the following form:

$$\begin{cases} \dot{\boldsymbol{\Xi}} = -\frac{1}{2} \boldsymbol{\Gamma} \boldsymbol{\Lambda} \boldsymbol{\Xi} + \boldsymbol{\Lambda}_* \mathbf{H} - \mathbf{P}_1 \ddot{\mathbf{Y}}_0 \\ \dot{\mathbf{H}} = -\boldsymbol{\Lambda}_* \boldsymbol{\Xi} - \frac{1}{2} \boldsymbol{\Gamma} \boldsymbol{\Lambda} \mathbf{H} - \mathbf{Q}_1 \ddot{\mathbf{Y}}_0, \\ \dot{\mathbf{I}} = \mathbf{N} \mathbf{I} - \mathbf{U}_1 \ddot{\mathbf{Y}}_0 \end{cases} \quad (54)$$

where $\ddot{\mathbf{Y}}_0 = \mathbf{V}_p \ddot{y}_0$

The first two equations of the resulting system are conveniently reduced to the form

$$\ddot{\boldsymbol{\Xi}} + \boldsymbol{\Gamma} \boldsymbol{\Lambda} \dot{\boldsymbol{\Xi}} + \boldsymbol{\Lambda}^2 \boldsymbol{\Xi} = -(\boldsymbol{\Lambda}_* \mathbf{Q}_1 + \frac{1}{2} \boldsymbol{\Gamma} \boldsymbol{\Lambda} \mathbf{P}_1) \ddot{\mathbf{Y}}_0 - \mathbf{P}_1 \ddot{\mathbf{Y}}_0, \quad (55)$$

$$\ddot{\mathbf{H}} + \boldsymbol{\Gamma} \boldsymbol{\Lambda} \dot{\mathbf{H}} + \boldsymbol{\Lambda}^2 \mathbf{H} = -(\boldsymbol{\Lambda}_* \mathbf{P}_1 + \frac{1}{2} \boldsymbol{\Gamma} \boldsymbol{\Lambda} \mathbf{Q}_1) \ddot{\mathbf{Y}}_0 - \mathbf{Q}_1 \ddot{\mathbf{Y}}_0. \quad (56)$$

Hereby, for non-homogenous damping equations (54-55) have the following scalar form

$$\begin{cases} \ddot{\xi}_j + \gamma_j k_j \dot{\xi}_j + k_j^2 \xi_j = -d_j^{(1)} \ddot{y}_0 + d_j^{(2)} \ddot{y}_0 \\ \ddot{\eta}_j + \gamma_j k_j \dot{\eta}_j + k_j^2 \eta_j = -d_j^{(3)} \ddot{y}_0 + d_j^{(4)} \ddot{y}_0 \end{cases}. \quad (57)$$

There are 4 factors $d_j^{(1)}, d_j^{(2)}, d_j^{(3)}, d_j^{(4)}$ for calculating the load modal expansion (the influence factors). These factors are members of vectors

$$(\boldsymbol{\Lambda} \cdot \mathbf{Q}_1 + 0,5 \cdot \boldsymbol{\Gamma} \cdot \boldsymbol{\Lambda} \cdot \mathbf{P}_1) \mathbf{V}_p; \quad \mathbf{P}_1 \mathbf{V}_p; \quad (\boldsymbol{\Lambda} \cdot \mathbf{P}_1 + 0,5 \cdot \boldsymbol{\Gamma} \cdot \boldsymbol{\Lambda} \cdot \mathbf{Q}_1) \mathbf{V}_p; \quad \mathbf{Q}_1 \mathbf{V}_p \text{ respectively.}$$

Summing up displacements and forces of the shape modes, the RSM assumes all functions to be random with zero expectation, and the standard deviation of the load value is adopted as a design one. In this case, a formula for seismic forces S_i for i -th generalized direction can be written down as:

$$s_i = \left[\sum_{k=1}^{nf} \sum_{j=1}^{nf} \sum_{m=1}^2 \sum_{n=1}^2 s_{ij}^{(m)} s_{ik}^{(n)} \varepsilon_{jk}^{(m,n)} \right]^{1/2}, \quad (58)$$

where nf is the number of modes taken into account; $m = 1, 2$ indicates the displacement component ξ or η ; $n = 1, 2$ indicates the cause of the corresponding displacement \ddot{y}_0 or \ddot{y}_0' .

To calculate all seismic loads, response velocity spectra are necessary. To this aim, the authors used pseudo velocity spectra [14]. In the paper under consideration a method of building velocity spectra is proposed which may be very important for damped systems.

However, in a lot of cases formula (58) can be essentially simplified. These simplifications are possible due to the fact that the correlation coefficients between the components $\xi_j^{(1)}$ and $\eta_j^{(3)}$ and between $\xi_j^{(2)}$ and $\eta_j^{(4)}$ are equal to unity, and the coefficient of correlation between a function and its derivative is equal to zero. It allows one to decompose the seismic forces or other factors not into four but into two components. The first component of the displacement is caused by $\xi_j^{(1)} + \eta_j^{(3)}$, i.e. it is determined by the component \ddot{y}_0 in the right side of equation (57) and the second component is determined by $\xi_j^{(2)} + \eta_j^{(4)}$, i.e. by the component \ddot{y}_0' in the right side of equation (57).

With that said, seismic forces can be written in the following form:

$$s_i = \left[\sum_j \sum_k s_{ij} s_{ik} \varepsilon_{jk} + \sum_j \sum_k s'_{ij} s'_{ik} \varepsilon''_{jk} + \sum_{j \neq k} \sum_k s_{ij} s'_{ik} \varepsilon'_{jk} \right]^{1/2}, \quad (59)$$

in the first sum of this formula S_{ij} is an analogue of traditional seismic forces, calculated by the formula:

$$s_{ij} = Ag\beta(T_j)K_\psi(\gamma_j)\chi_{ij}, \quad (60)$$

where $\chi_{ij} = v_{ij}d_j$ is an analogue of the shape mode factor η_{ij} used in the Russian Guidelines 14.13330.2018; ε_{ij} is the correlation coefficient.

A lot of experts pay a great attention to considering the mode correlation [33-35]. Generally speaking, the correlation coefficient is written as an integral

$$\varepsilon_{ij} = \frac{K_{ij}^{(0)}}{\sigma_i \sigma_j} = \frac{\int_0^\infty \frac{Z(\omega)S(\omega)d\omega}{H_i(\omega) \cdot H_j(\omega)}}{\int_0^\infty \frac{S(\omega)d\omega}{H_j(\omega)}}, \quad (61)$$

where $K_{ij}^{(0)}$ is the correlation function of the i -th and j -coordinates at $t = 0$ (the expectation of the product $\xi_i \xi_j$), σ_j is a standard deviation of the j -th main coordinate,

$$H_j(\omega) = (\omega^2 - k_j^2)^2 + \gamma_j^2 k_j^2 \omega^2, \quad Z(\omega) = (k_j^2 - \omega^2) \cdot (k_k^2 - \omega^2) + \gamma_j \gamma_k k_j k_k \omega^2.$$

This integral can be easily calculated numerically [1], however, there are its analytical presentations in literature. In Russia, the most common formula of A. A. Petrov is often used

$$\varepsilon_{kj} = \frac{2 \cdot (\gamma_i k_i + \gamma_j k_j) \cdot \sqrt{\gamma_i \gamma_j k_i^3 k_j^3}}{(k_i + k_j)^2 \cdot (k_i - k_j)^2 + k_i k_j \left[\gamma_i \gamma_j (k_i^2 + k_j^2) + k_i k_j (\gamma_i^2 + \gamma_j^2) \right]}. \quad (62)$$

The authors are accustomed to using formulas of A. Ter-Kyurigan [34]. The paper [14] provides a set of formulas similar to [34]. The authors' calculations show that all the formulas lead to similar results. Some changes in the shape mode correlation are possible for two-frequency actions, when the function $S(\omega)$ has two close maxima, and the system has two close modes. In particular, such situation is possible for large mass dampers [2]. However, in this case it is easy to calculate the integral (61) directly.

Results and Discussion

Illustration of the damping influence on system calculations.

The proposed method allows one to consider linear systems with inhomogeneous and non-proportional damping. The most important area of application of the proposed technique is calculating tuned mass damper (MD) and the soil- structure-interaction. As an example, we will consider the calculation of the MD simulated by a system with two degrees of freedom, shown earlier in Fig.3. The MD is being considered for the following parameters

$$\text{tuning } f = \frac{k_{MD}}{k_0} = 0.98,$$

$$\text{relative mass } \nu = \frac{m_{MD}}{M_0} = 0.1,$$

damping equal to 5% of critical value.

Damping matrices are calculated by the authors using formula (18). The calculation results are shown in Fig.3, which show the dependence of the base moment decrease of the rod depending on damping in the MD spring. The figure shows three curves: curve 1 is constructed according to a standard procedure taking into account modal damping, obtained by decomposing the damping matrix using undamped modes; curve 2 is constructed using the exact decomposition of the motion equations (20) and curve 3 is the exact solution for harmonic vibrations. As can be seen from figure 3, the exact spectral decomposition ensures that damping is taken into account, while an approximate modal expansion using undamped system modes provides an acceptable solution only for $\gamma < 0.35$.

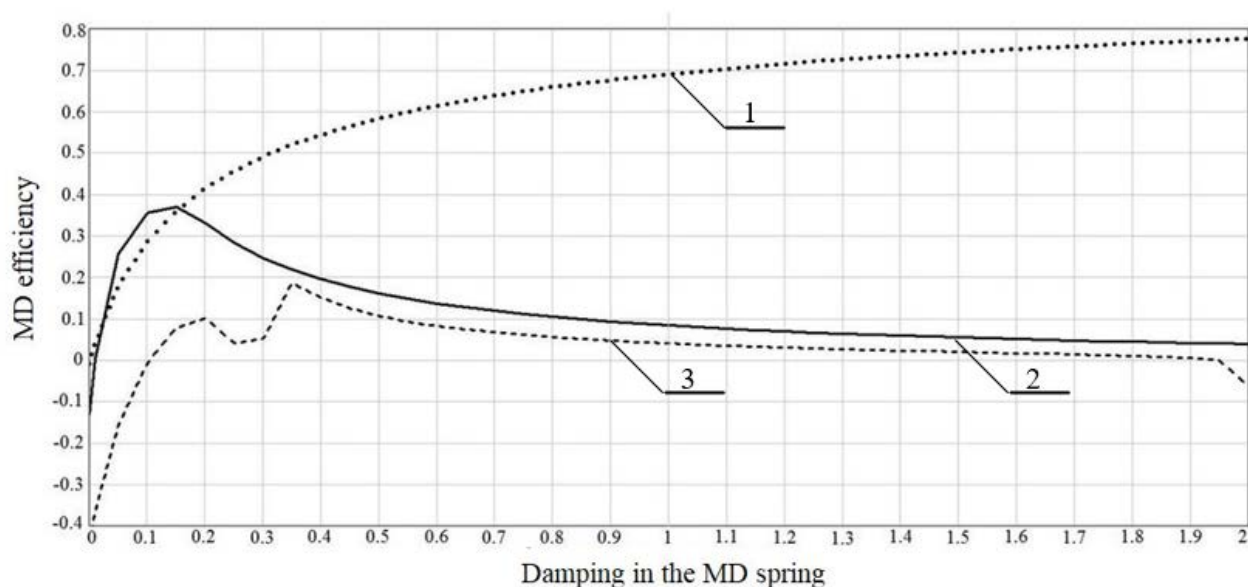


Figure 3 – Dependence of the MD efficiency on damping in the MD spring; Curve 1 - conventional solution with the motion decomposition by the oscillation modes of the undamped system; Curve 2 - solution with harmonic excitation; Curve 3 - the proposed solution.

Рисунок 3 – Зависимость эффективности ДГК от коэффициента неупругого сопротивления в связи между защищаемым сооружением и гасителем

Conclusion

The development of calculation methods for arbitrary damping when assessing structure seismic stability allows one to work out a standard version of the response spectra method of damped systems. In particular, it makes it possible to carry out preliminary calculations for optimizing seismic isolation and damping systems, without having design accelerograms. This version of the RSM allows one to calculate type design systems with non-uniform damping, for example, railway bridges. The most difficult problem here is not spectral decomposition of motion, but setting the damping matrix of the original system.

Fundamental for regulatory system calculations with the account of non-uniform damping is introducing the coefficient K_{ψ} into calculation formulas for modal seismic loads, with the coefficient depending on the modal damping γ_j . This amendment should ensure the continuity of standard methods of calculating mass construction objects and damped systems.

References

- 1) Nesterova O.P., Nikonova N.V., Fedorova M.Yu., Uzdin A.M., Vorobyova K.V. (2016) Taking account of damping in estimating structure earthquake stability. *Materials Physics and Mechanics*, no. 26: 57-60.
- 2) Nesterova O.P., Fedorova M.Yu., Uzdin A.M. (2018) Method for calculating strongly damped systems with non-proportional damping. *Magazine of Civil Engineering*, No. 5(81): 64–72.
- 3) Benin Andrey, Nazarova Shoxista, Uzdin Alexander. Designing Scenarios of Damage Accumulation. International scientific conference energy management of municipal

- facilities and sustainable energy technologies EMMFT, 2018, edit. Vera Murgul, Marco Pasetti, volume 2, pages 600-610.
- 4) Albert Y.U. Seismic input models for tuned mass damper designing / Y.U. Albert, A.A. Dolgaya, T.V. Ivanova, O.P. Nesterova, A.M. Uzdin, J. Guan, D.A. Ivashintzov, O.K. Voronkov, V.B. Shtilman, S.G. Shulman, A.A. Khrapkov. Magazine of Civil Engineering. 2017, no 8, pp. 98-105.
 - 5) Skinner R.I., Robinson W.H., McVerry G.H. (1993) An introduction to seismic isolation. New Zealand. John Wiley & Sons.
 - 6) Hongli Wang (2017). Research on design of high rise building based on seismic design theory. Chemical Engineering Transactions. 59: 511-516 DOI:10.3303/CET1759086
 - 7) Xiaoli Li, Yan Shi. Seismic Design of Bridges against Near-Fault Ground Motions Using Combined Seismic Isolation and Restraining Systems of LRBs and CDRs. Hindawi Shock and Vibration. Volume 2019, Article ID 4067915, pages 11 <https://doi.org/10.1155/2019/4067915>
 - 8) Gutierrez Soto M., Adeli H. Optimum tuning parameters of tuned mass dampers for vibration. Control of irregular highrise building structures. Journal of civil engineering and management. 2014, vol. 20(5), pp. 609–620. doi:10.3846/13923730.2014.967287
 - 9) Hračov S. Efficient Approximate Eigensolution for Structures Equipped with a Passive Damping Device. Journal of Structural Engineering. Volume 144, Issue 5, May 2018, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002017](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002017)
 - 10) Lysmer J., Kuhlemeyer R. (1969) Finite Dynamic Model for Infinite Media. J. Eng. Mech. Div. Proc/ ASCE, Vol. 95, EM 4: 859-877
 - 11) Tyapin A.G. Soil-structure interaction accounting in calculations for seismic actions. 2014. Moscow, Publisher ABC.137 p.
 - 12) Wolf J.P. (1994) Foundation vibration analysis using simple physical models. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ 07632
 - 13) Wolf J.P., Song C. (1996) Finite-element modeling of unbounded media. Chichester, England, JohnWiley & Sons
 - 14) Chen H., Tan P., Zhou F. (2017) An improved response spectrum method for non-classically damped systems. Bulletin of earthquake engineering. Vol. 15, no. 10: 4375-4397
 - 15) Мкртычев О.В., Дударева М.С. Учет совместной работы железобетонного здания с грунтом основания при интенсивном сейсмическом воздействии // Строительство: наука и образование. 2018. Т. 8. Вып. 2 (28). Ст. 3. Режим доступа: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2018.2.3
 - 16) Tamura Y., Kareem A. (2013) Advanced Structural Wind Engineering. Tokyo Springer Japan
 - 17) Baizid Benahmed, Abbas Moustafa, Mohamed Badaoui. Comparison between DRF for displacement and acceleration spectra with uncertain damping for EC8. Journal of materials and engineering structures (2019-10-01). vol. 6, no. 3, pp. 345 – 358 <http://revue.ummt.dz/index.php/JMES>
 - 18) Soroka W.W. (1949) Note on the relations between viscous and structural damping coefficients. J. Aeronaut Sci., 16: 409
 - 19) Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary. ASCE4-98. Reston, Virginia, USA. 1999
 - 20) Tyapin A.G. Damping in direct and modal approaches. Part II: substitution of material damping by Rayleigh damping. Earthquake engineering. Constructions Safety. 2013, no. 1, pp. 21-28. (In Russian)
 - 21) Tyapin A.G. Contribution of damping to the dynamic loads in seismic analysis. Earthquake engineering. Constructions Safety. 2018, no. 1, pp. 33-39. (In Russian)

- 22) Chopra Anil K. (2005) *Earthquake Dynamics of Structures: A Primer*, 2nd edition Earthquake Engineering Research Institute
- 23) Kiureghian. A. Response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 1981, vol.9, no 5, pp.419-435.
- 24) Kiureghian A., Nakamuro Y. CQC modal combination rule for high-frequency modes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1993, 22: 943-956
- 25) Falsones G., Muscolino G. Cross-correlation coefficients and modal combination rules for non-classically damped systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 1999, 28, 1669, 1684.
- 26) Brahmavathan D., Arcumar C. (2016) Evaluation of response reduction factor of irregular reinforced concrete frame structures. *Indian Journal of Science and Technology*. 9(23): 2-8.
- 27) Clough R.W., Mojtahedi S. (1976) Earthquake Response Analysis Considering Non-proportional damping. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. DOI:10.1002/EQE.4290040506
- 28) Foss K.A. (1958) Co-Ordinates Which Uncouple the Equations of Motion of Damped Linear Dynamic Systems. *ASME Journal of Applied Mechanics*. No. 25: 361-364
- 29) S. Adhikari. Optimal complex modes and an index of damping non-proportionality. *Mechanical Systems and Signal Processing*. 2004, 18, 1–27
www.elsevier.com/locate/jnlabr/ymssp
- 30) Wei Guo, Hong-nan LI, Zhen Guo. Perturbation spectrum method for seismic analysis of non-classically damped systems. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering)*, ISSN 1673-565X (Print); ISSN 1862-1775 (Online) (*Appl Phys & Eng*), 2010 11(5):325-334 www.zju.edu.cn/jzus; www.springerlink.com
- 31) Song J., Chu Y.L., Liang Z., Lee G.C. (2008) Modal analysis of generally damped linear structures subjected to seismic excitations. Technical Report. Multidisciplinary center for earthquake engineering research MCEER. SUNY at buffalo, New York
- 32) Morzfeld M., Ma F. (2011) The decoupling of damped linear systems in configuration and state spaces. *Journal of Sound and Vibration*. No. 330(2): 155-161.
- 33) Newmark N.M., Rosenblueth E. (1971) *Fundamentals of earthquake engineering*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- 34) Igusa T., Kiureghian A., Sackman C.A. (1984) Modal decomposition method for stationary response of non-classically damped systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. No. 12: 121-136
- 35) Hu Zheng-Da, Wei Mei-Song, Wang Jicheng, Zhang Yixin, He Qi-Liang. Non-classical Correlations and Quantum Coherence in Mixed Environments. *Journal of the Physical Society of Japan*. Volume 87, Issue 5, 2018, d.054002, p.6.
DOI: [10.7566/JPSJ.87.054002](https://doi.org/10.7566/JPSJ.87.054002)

Informations about authors

Nesterova Olga P., Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering. Saint-Petersburg, Russian Federation neona975@yandex.ru

Uzdin Alexander M., Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University. Saint-Petersburg, Russian Federation uzdin@mail.ru

Fedorova Maria Yu., Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University. Saint-Petersburg, Russian Federation mgfed@mail.ru

Freze Maxim, Transmost PLC. Saint-Petersburg, Russian Federation freze1978@yandex.ru

Youhai Guand, 3China University of Petroleum Huadong, No. 66, Changjiang West Road, Huangdao District, Qingdao Shandong, 2665803, P.R.China, 29953890@qq.com

УДК 534.1

DOI [10.37153/2618-9283-2022-1-27-36](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-1-27-36)

Теоретические и экспериментальные исследования

Построение специальной матрицы демпфирования для метода прямого пошагового интегрирования

Турилов В.В.¹, Уткин И.А.¹

¹АО «Атомэнергопроект», г. Нижний Новгород, Российская Федерация

Аннотация: Рассматривается методика построения специальной матрицы демпфирования для метода прямого пошагового интегрирования уравнений движения деформируемого твердого тела, эквивалентной матрице демпфирования, формируемой в неклассическом методе модальной суперпозиции.

Ключевые слова: задачи взаимодействия зданий и сооружений с грунтовым основанием, метод прямого пошагового интегрирования уравнений движения, построение специальной матрицы демпфирования

Для цитирования: Турилов В.В., Уткин И.А. Построение специальной матрицы демпфирования для метода прямого пошагового интегрирования // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022. № 1. С. 27-36.

DOI [10.37153/2618-9283-2022-1-27-36](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-1-27-36)

Theoretical and experimental studies

Construction of a special damping matrix for the direct step-by-step integration method

V.V. Turilov¹, I.A. Utkin¹

¹JSC Atomenergoproekt, Nizhny Novgorod, Russian Federation

Abstract: The technique of constructing of a special damping matrix for the method of direct step-by-step integration of the equations of motion of a deformable solid, equivalent to the damping matrix formed in the non-classical modal superposition method, is considered.

Keywords: problems of interaction of buildings and structures with the ground base, the method of direct step-by-step integration of equations of motion, the construction of a special damping matrix

For citation: Turilov V.V., Utkin I.A. Construction of a special damping matrix for the direct step-by-step integration method. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2022, no. 1, pp. 27-36. (In Russian)

DOI [10.37153/2618-9283-2022-1-27-36](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-1-27-36)

@ Турилов В.В., Уткин И.А., 2022

Введение

В статье [1] был представлен *неклассический метод модальной суперпозиции* (НММС), хорошо зарекомендовавший себя при решении задач взаимодействия зданий и сооружений АЭС с грунтовым основанием. Существо данного метода заключается в том, что в пространстве обобщенных (модальных) координат система уравнений движения деформируемого твердого тела не распадается на совокупность независимых уравнений, в отличие от *классического метода модальной суперпозиции*, а решается как связанная система с применением методов пошагового интегрирования, аналогичных используемым при прямом интегрировании уравнений движения.

Отметим, что в соответствии с нормативным документом [2] (пункт 3.5.4) применение классического метода модальной суперпозиции для задач взаимодействия зданий и сооружений с грунтовым основанием не вполне корректно по причине обычного превышения композитным модальным демпфированием величины 20 % от критического для форм, в основном связанных с колебаниями объекта на “грунтовых” пружинах. Это превышение обусловлено учетом “волнового” (“радиационного”) демпфирования в грунтовом основании, моделируемого с помощью вязкого демпфирования и вносящего определяющий вклад в демпфирование по указанным формам колебаний системы сооружение - грунтовое основание. Наличие такого превышения является косвенным свидетельством того, что в матрице модального демпфирования, сформированной корректным образом с учетом “грунтовых” демпферов, имеются достаточно большие недиагональные члены, которые не позволяют рассматривать данную матрицу как диагональную.

Преимуществом НММС перед *методом прямого пошагового интегрирования* (МППИ) уравнений движения является то, что при его использовании обеспечивается корректный учет конструкционного демпфирования в элементах строительных конструкций (а также материального демпфирования в грунтовом основании), в отличие от МППИ с матрицей демпфирования Рэлея. Напомним, что матрица демпфирования Рэлея обеспечивает заданные значения затуханий только для двух заранее фиксированных частот, а в интервале между ними имеется “провисание” кривой демпфирования, что обуславливает избыточную консервативность ответов системы по собственным формам из указанного частотного интервала. Следует отметить, что “грунтовые” демпферы, а также возможно имеющиеся в составе сооружения (например, в системе виброизоляции) вязкие демпферы, в обоих методах учитываются корректно.

В монографии [3] была указана возможность построения матрицы демпфирования для МППИ, обеспечивающей заданные затухания по формам колебаний системы. В работе [4] данная методика была воспроизведена для случая диагональной матрицы исходного модального демпфирования и применена для решения задачи о взаимодействии промышленного здания с грунтовым основанием при падении на здание самолета.

В настоящей работе аналогичная методика обобщается на случай недиагональной матрицы модального демпфирования с целью построения *специальной матрицы демпфирования* для МППИ, обеспечивающей демпфирование в системе, эквивалентное демпфированию, формируемому в неклассическом методе модальной суперпозиции, реализованном в программном комплексе Simcenter Nastran [5].

С целью верификации разработанная методика реализована средствами языка программирования DMAP Nastran. На реальной задаче показано практическое совпадение результатов при применении НММС и МППИ *со специальной матрицей демпфирования*.

Результаты данной работы докладывались на XIV Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию [6].

Формирование модальной матрицы демпфирования

Система уравнений движения деформируемого твердого тела, дискретизированная по методу конечных элементов (МКЭ), имеет следующий вид:

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{u}\} = \{\mathbf{F}(t)\}. \quad (1)$$

Здесь $[\mathbf{M}]_{n \times n}$ – матрица масс, $[\mathbf{C}]_{n \times n}$ – матрица демпфирования, $[\mathbf{K}]_{n \times n}$ – матрица жесткости, $\{\ddot{\mathbf{u}}\}_n$ – вектор ускорений, $\{\dot{\mathbf{u}}\}_n$ – вектор скоростей, $\{\mathbf{u}\}_n$ – вектор перемещений, $\{\mathbf{F}(t)\}_n$ – вектор внешних сил; нижние индексы означают размерности матриц и векторов (векторы рассматриваются как столбцы), при этом n – число степеней свободы соответствующей конечно-элементной модели (КЭ-модели).

Отметим, что при решении задач о сейсмических воздействиях на какие-либо объекты, внешние силы заменяются на переносные силы инерции. При этом в уравнении (1) будут фигурировать перемещения точек объекта относительно места приложения акселерограммы, задающей сейсмическое воздействие.

Матрица демпфирования может быть определена через матрицу жесткости и коэффициент конструкционного демпфирования \mathbf{G} следующим образом:

$$[\mathbf{C}] = \mathbf{G}[\mathbf{K}]/\omega^*. \quad (2)$$

Здесь ω^* является *круговой частотой приведения*. В качестве круговой частоты приведения, как правило, используется первая круговая частота собственных колебаний системы. Такой подход обладает недостатком, состоящим в том, что для системы со многими степенями свободы только на частоте приведения будет выполняться равенство конструкционного и вязкого демпфирования (напомним, что вязкое демпфирование прямо пропорционально частоте, а конструкционное демпфирование не зависит от частоты). Кроме того, здесь коэффициент конструкционного демпфирования \mathbf{G} одинаков для всей системы.

В программном комплексе Simcenter Nastran реализован подход, который в сочетании с неклассической формой метода модальной суперпозиции устраняет указанные недостатки. Существо подхода заключается в следующем.

Создается составная матрица конструкционного демпфирования всей системы $[\mathbf{G}]$, при формировании которой матрица жесткости каждой из подсистем умножается на соответствующий коэффициент конструкционного демпфирования (в этой же матрице может быть учтено материальное демпфирование в грунтовом основании).

Затем эта матрица переводится из физического пространства в пространство обобщенных координат с помощью умножения слева на усеченную транспонированную матрицу собственных векторов системы $[\Phi]_{m \times n}^T$ (в которой собственные векторы $\{\varphi_i\}$ являются строками), а справа – на усеченную исходную матрицу собственных векторов $[\Phi]_{n \times m}$ (в которой собственные векторы $\{\varphi_i\}$ являются столбцами). Здесь через m обозначено число собственных форм КЭ-модели, удерживаемых в решении. Обычно в методе модальной суперпозиции усечение числа учитываемых форм производится по некоторому критерию, например, в решении удерживаются все формы, дающие сумму модальных масс не менее 90 % от общей массы системы по каждому из направлений,

либо учитываются все формы с частотами, не превосходящими частоту ускорения нулевого периода в спектре исходного сейсмического воздействия.

Далее полученная матрица умножается слева и справа на диагональную матрицу следующего вида:

$$[\tilde{}]_{m \times m} = \begin{bmatrix} 1/\sqrt{\omega_1} & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & 1/\sqrt{\omega_m} \end{bmatrix}, \quad (3)$$

где $\omega_1, \dots, \omega_m$ – круговые частоты недемпфированной системы (с учетом жесткости основания, если таковое имеется).

В результате матрица конструкционного демпфирования $[G]$, преобразуется в пространстве обобщенных координат в матрицу модального демпфирования $[B]$:

$$[B]_{m \times m} = [\tilde{}]_{m \times m} ([\Phi]_{m \times n}^T [G]_{n \times n} [\Phi]_{n \times m}) [\tilde{}]_{m \times m}. \quad (4)$$

Указанный прием позволяет для каждой формы колебаний в качестве частоты приведения использовать свою собственную частоту, что обеспечивает корректный учет конструкционного демпфирования для всех собственных форм.

Если во всех моделируемых подсистемах конструкционное демпфирование имеет одно и то же значение, и материальное демпфирование в основании (если взаимодействие с основанием учитывается в расчете) равно тому же значению, то матрица $[B]$ будет диагональной. В противном случае в матрице $[B]$ будут присутствовать недиагональные члены.

В пространстве обобщенных координат формируется также матрица $[B_d]$, соответствующая “грунтовым” демпферам, заданным с помощью матрицы демпфирования $[C_d]$:

$$[B_d]_{m \times m} = [\Phi]_{m \times n}^T [C_d]_{n \times n} [\Phi]_{n \times m}. \quad (5)$$

Если в системе сооружение - грунтовое основание имеются какие-либо демпферы (например, система виброизоляции, включающая в себя демпферы), то вязкое демпфирование в них также может быть учтено в матрице $[C_d]$.

Результирующая матрица модального демпфирования $[B^*]$ будет иметь следующий вид:

$$[B^*]_{m \times m} = [B]_{m \times m} + [B_d]_{m \times m}. \quad (6)$$

Следует отметить, что демпферам в физическом пространстве соответствуют члены на главной диагонали матрицы $[C_d]$. При переходе же в пространство обобщенных координат в матрице $[B_d]$ появляются недиагональные члены, сопоставимые по величине с диагональными членами данной матрицы. Указанный факт означает, что матрицу $[B_d]$ в случае наличия демпферов (“грунтовых”, либо каких-то других) нельзя “диагонализировать” (то есть, просто отбросить недиагональные члены). Из этого, в свою очередь, следует, что система формируемых уравнений в обобщенных координатах не распадается на совокупность независимых уравнений, а должна рассматриваться как связанная.

В ПК Simcenter Nastran к решению системы уравнений в обобщенных координатах применяется метод пошагового интегрирования, аналогичный МППИ, применяемому в физическом пространстве.

Построение специальной матрицы демпфирования для метода прямого пошагового интегрирования

Для построения матрицы демпфирования системы сооружение - грунтовое основание, эквивалентной матрице модального демпфирования (4) в НММС (с целью ее использования в МППИ), предлагается следующая методика.

При переходе из физического пространства в пространство обобщенных координат к матрице вязкого демпфирования $[C]$ применяется преобразование

$$[\Phi]^T[C][\Phi] = [B]. \quad (7)$$

Обратный переход из пространства обобщенных координат в физическое пространство можно осуществить с помощью преобразования

$$([\Phi]^T)^{-1}[\Phi]^T[C][\Phi][\Phi]^{-1} = ([\Phi]^T)^{-1}[B][\Phi]^{-1}, \quad (8)$$

откуда получаем

$$[C] = ([\Phi]^T)^{-1}[B][\Phi]^{-1}. \quad (9)$$

Для собственных форм, нормированных по массе, имеет место следующее свойство:

$$[\Phi]^T[M][\Phi] = [E]. \quad (10)$$

Отсюда получаем

$$([\Phi]^T)^{-1} = [M][\Phi]. \quad (11)$$

Операции обращения и транспонирования перестановочны, поэтому

$$([\Phi]^{-1})^T = [M][\Phi] \text{ и } [\Phi]^{-1} = ([M][\Phi])^T. \quad (12)$$

Тогда будем иметь следующее выражение для матрицы демпфирования $[C]$:

$$[C] = [M][\Phi][B]([M][\Phi])^T. \quad (13)$$

С учетом усечения числа собственных форм выражение (13) запишется в виде:

$$[C]_{n \times n} = [M]_{n \times n}[\Phi]_{n \times m}[B]_{m \times m}([M]_{n \times n}[\Phi]_{n \times m})^T_{m \times n}. \quad (14)$$

Таким образом, подставив в выражение (14) вместо матрицы $[B]$ матрицу, сформированную по формуле (4), и добавив к полученной матрице матрицу, соответствующую вязким демпферам (если таковые имеются системе), будем иметь матрицу демпфирования для МППИ, эквивалентную используемой в НММС.

Легко показать, что сформированная матрица демпфирования является симметричной.

Следует отметить, что матрица $[B]$ в выражении (14) может быть сформирована и другими способами. Например, для каждой из учитываемых собственных форм можно задать некоторое значение модального демпфирования. В этом случае матрица $[B]$ будет диагональной. Диагональной матрица $[B]$ будет и в случае использования комбинированного модального демпфирования [2], учитывающего различные значения затуханий в различных элементах конструкций (например, в железобетонных и стальных). Обратим внимание, что в последнем случае не следует сводить вязкие затухания в демпфе-

рах (“грунтовых”, или каких-либо иных) к относительным затуханиям с целью учета их при расчете композитного модального демпфирования. Это обусловлено тем, что, во-первых, вязкое демпфирование корректно обрабатывается в МПШИ, а во-вторых, такой прием порождает эквивалентную диагональную матрицу демпфирования в обобщенных координатах, не учитывающую достаточно большие (относительно диагональных членов) недиагональные члены, которые неизбежно возникли бы при корректном преобразовании затуханий в демпферах в пространство обобщенных координат.

Апробация разработанной методики

Методика построения и использования специальной матрицы демпфирования в динамическом расчете была реализована в программном комплексе Simcenter Nastran с помощью встроенного языка программирования DMAP.

В качестве примера рассмотрим расчет здания турбины АЭС в части определения инерционных нагрузок на опорно-упорный подшипник турбоагрегата при сейсмическом воздействии уровня проектного землетрясения. Данный подшипник воспринимает всю горизонтальную осевую нагрузку от ротора турбины, в связи с чем этот узел является критически важным для всей системы. Максимально допустимая осевая нагрузка на опорно-упорный подшипник для рассмотренной турбины не должна превышать 250 тс.

На рисунке 1 представлен общий вид КЭ-модели здания турбины.

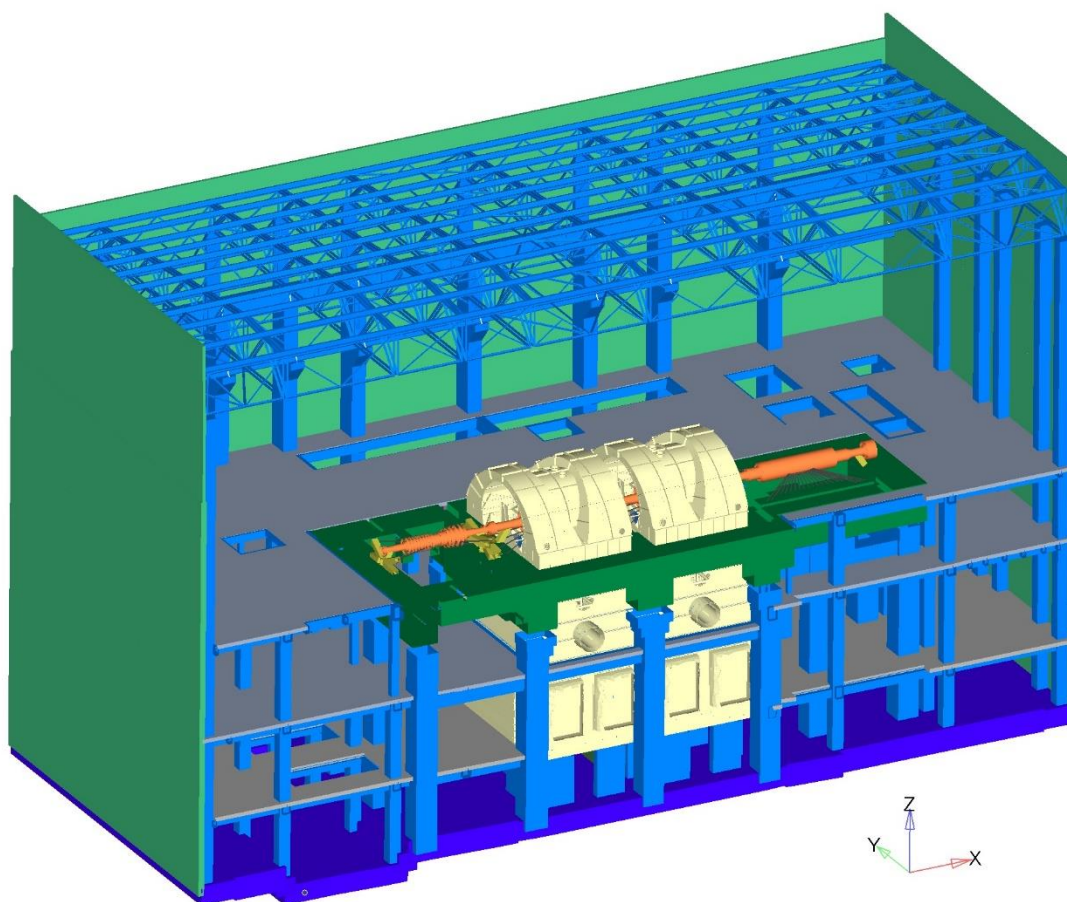


Рисунок 1 – Общий вид КЭ-модели здания турбины (в разрезе)

Figure 1 – General view of the CE model of the turbine building (in section)

На рисунке 2 представлен общий вид виброизолированной верхней фундаментной плиты с размещенной на ней моделью турбоагрегата.

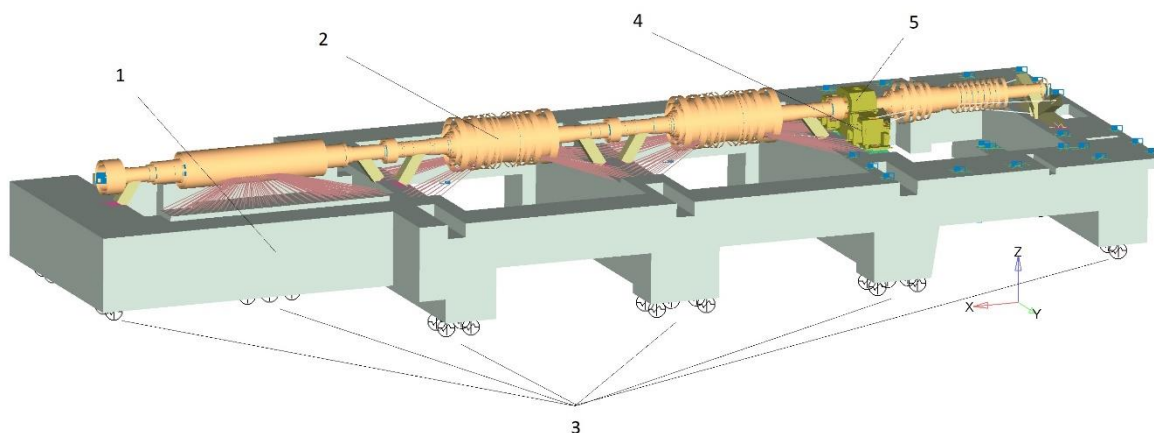


Рисунок 2 – Верхняя фундаментная плита турбоагрегата с оборудованием (1 – плита, 2 – ротор, 3 – система пружин и вязких демпферов, 4 – пьедестал, 5 – место установки опорно-упорного подшипника)

Figure 2 – Upper foundation plate of the turbine unit with equipment (1 – plate, 2 – rotor, 3 – system of springs and viscous dampers, 4 – pedestal, 5 – installation location of the thrust bearing)

Задача решалась в два этапа.

На первом этапе рассматривалась задача взаимодействия здания турбины с грунтовым основанием при сейсмическом воздействии, заданном исходной трехкомпонентной акселерограммой, и определялись ответные акселерограммы на опорах виброизоляторов, поддерживающих верхнюю плиту фундамента турбоагрегата (на нижних концах пружин и демпферов рисунка 2).

На втором этапе рассматривалась задача о колебаниях виброизолированной плиты фундамента турбоагрегата с расположенным на ней оборудованием, возбуждаемых с помощью акселерограмм, определенных на первом этапе, и рассчитывалась инерционная нагрузка на опорно-упорный подшипник.

Так как в системе виброизоляторы - верхняя плита - турбоагрегат присутствуют вязкие демпферы, то значения модального демпфирования на некоторых собственных формах системы доходят и даже превосходят 20 %. В таблице 1 приведены значения десяти первых диагональных членов матрицы модального демпфирования. При этом следует отметить, что недиагональные члены данной матрицы сопоставимы по значениям с ее диагональными членами.

Таблица 1 – Значения модального демпфирования для первых 10 форм

Table 1 – Modal damping values for the first 10 forms

Номер формы	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Частота, Гц	1,45	1,48	1,61	3,19	3,27	3,78	4,44	5,38	5,41	6,05
Модальное демпфирование	0,19	0,19	0,23	0,06	0,07	0,08	0,12	0,06	0,12	0,08

Задача второго из указанных выше этапов была решена с помощью четырех динамических методов: МППИ с использованием матрицы затухания по Рэлею, МППИ с использованием специально построенной матрицы демпфирования, НММС и классического ММС.

Отметим, что в обоих случаях применения МППИ вязкие демпферы учитываются одинаково, а различие в моделировании затухания относится к части системы без демпферов. Для классического ММС затухания по формам соответствуют диагональным членам в матрице демпфирования, сформированной для НММС.

На рисунке 3 приведен общий вид кривой относительных затуханий по Рэлею.

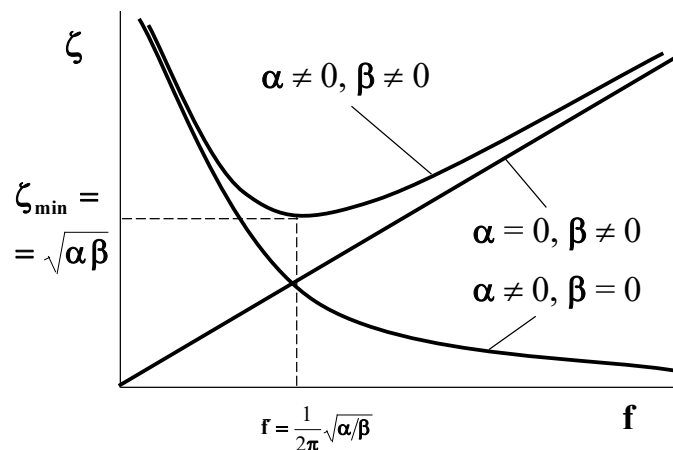


Рисунок 3 – Относительные затухания по Рэлею

Figure 3 – Relative Rayleigh damping

Коэффициенты α и β матрицы затухания Рэлея для рассматриваемой задачи определялись из условия равенства относительного затухания значению 0,02 на нижней частоте рассматриваемой системы, равной 1,45 Гц, и значению 0,06 на частоте 50 Гц. Указанные значения относительных затуханий соответствуют значениям модальных демпфирований за вычетом вкладов от вязких демпферов.

В таблице 2 представлены результаты определения осевой нагрузки на опорно-упорный подшипник, полученные с помощью различных методов решения.

Таблица 2 – Результаты расчетов

Table 2 – Calculation results

Метод решения	Нагрузка на подшипник, тс
МППИ с затуханием по Рэлею	328
МППИ со специальной матрицей демпфирования	248
НММС	247
ММС	185

Из данной таблицы следует, что осевая нагрузка на опорно-упорный подшипник, рассчитанная с помощью МППИ с применением затухания по Рэлею, существенно превосходит соответствующее критическое значение, равное 250 тс. Однако, при ис-

пользованном подходе в решении имеется и существенный консерватизм, обусловленный “провисанием” кривой затуханий Рэлея на промежуточных частотах интервала, заданного при определении коэффициентов Рэлея. Снятие излишнего консерватизма в решении может привести к требуемому результату.

Применение МППИ в сочетании со специальной матрицей демпфирования, методика построения которой описана выше, дает корректный результат для осевой нагрузки на упорно-упорный подшипник, не превосходящий критического значения (что позволяет обосновать требуемую сейсмостойкость турбоагрегата). Данный результат практически совпадает с результатом применения НММС, на основе которого построена специальная матрица демпфирования для МППИ.

Следует еще отметить, что применение классического ММС дает в данном случае чрезмерно заниженный результат (а в целом просто неверный результат из-за отсутствия учета недиагональных членов матрицы демпфирования). В общем случае это может привести к недостоверному заключению о сейсмостойкости оборудования.

Выводы

Разработана и апробирована методика построения специальной матрицы демпфирования для применения в методе прямого пошагового интегрирования уравнений движения при решении проблем динамики зданий и сооружений.

Методика устраняет основной недостаток традиционного использования демпфирования по Рэлею, связанный с излишним консерватизмом решения из-за “провисания” соответствующей кривой относительных затуханий.

Разработанная методика позволяет получать корректные решения, удовлетворяющие нормативным требованиям по учету демпфирования в рассматриваемых системах.

Список литературы

1. Турилов В.В., Уткин И.А. Применение метода модальной суперпозиции в неклассической форме для решения задач взаимодействия зданий и сооружений АЭС с грунтовым основанием при сейсмических воздействиях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2017. № 2. С. 30-35.
2. ASCE STANDARD. ASCE 4-16 Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures / American Society of Civil Engineers, 2017.
3. Бирбраер А.Н., Шульман С.Г. Прочность и надежность конструкций АЭС при особых динамических воздействиях. М.: Энергоатомиздат, 1989.
4. Коротков В.А., Иванов А.П., Наумкин А.В. Учет модального демпфирования вместо демпфирования по Рэлею в расчетах поэтажных спектров ответа в строительных конструкциях АЭС при падении самолета // SIMULIA Community Conference, 2014.
5. Simcenter Nastran Advanced Dynamic Analysis User's Guide / Siemens Digital Industries Software, 2020.
6. Турилов В.В., Уткин И.А. Построение специальной матрицы демпфирования для метода прямого пошагового интегрирования. XIV Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (с международным участием): материалы научно-практической конференции. Сочи, 11-15 октября 2021 г. С. 133-134. DOI 10.37153/2687-0045-2021-14-133-134.

References

1. Turilov V.V., Utkin I.A. Primenenie metoda modal'noj superpozicii v neklassicheskoj forme dlya resheniya zadach vzaimodejstviya zdaniy i sooruzhenij AEHS s gruntovym osnovaniem pri sejsmicheskikh vozdejstviyakh. Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. 2017, no. 2, pp. 30-35. (In Russian)
2. ASCE STANDARD. ASCE 4-16 Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures / American Society of Civil Engineers, 2017.
3. Birbraer A.N., Shul'man S.G. Prochnost' i nadezhnost' konstrukcij AEHS pri osobykh dinamicheskikh vozdejstviyakh. M.: Ehnegoatomizdat, 1989. (In Russian)
4. Korotkov V.A., Ivanov A.P., Naumkin A.V. Uchet modal'nogo dempfirovaniya vmesto dempfirovaniya po Releyu v raschetakh poehtaznykh spektrov otveta v stroitel'nykh konstrukciyakh AEHS pri padenii samoleta // SIMULIA Community Conference, 2014. (In Russian)
5. Simcenter Nastran Advanced Dynamic Analysis User's Guide / Siemens Digital Industries Software, 2020.
6. Turilov V.V., Utkin I.A. Postroenie special'noj matricy dempfirovaniya dlya metoda pryamogo poshagovogo integrirovaniya. XIV Rossijskaya nacional'naya konferenciya po sejsmostojkomu stroitel'stvu i sejsmicheskomu rajonirovaniyu (s mezhdunarodnym uchastiem): materialy nauchno-prakticheskoy konferencii. Sochi, 11-15 oktyabrya 2021 g. S. 133-134. DOI 10.37153/2687-0045-2021-14-133-134. (In Russian)

Данные об авторах / Information about authors

Турилов В.В. к.т.н., с.н.с., нач. лаб. АО «Атомэнергопроект». Нижний Новгород, Российская Федерация

V.V. Turilov, PhD, senior researcher, head of the laboratory of JSC Atomenergoproekt. Nizhny Novgorod, Russian Federation

Уткин И.А., глав. спец. АО «Атомэнергопроект». Нижний Новгород, Российская Федерация

I.A. Utkin, JSC Atomenergoproekt chief specialist. Nizhny Novgorod, Russian Federation

УДК 69.05

DOI [10.37153/2618-9283-2022-1-37-49](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-1-37-49)

Теоретические и экспериментальные исследования

Прогнозирование осадки грунтов при строительстве объектов наземной инфраструктуры космодромов при помощи информационных систем

Разяпов Р. В.¹, Хузин Р. М.¹, Марусин Р. А.¹

¹ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет». Уфа, Российская Федерация

Аннотация: В статье рассматривается методика прогноза осадки оснований на слабых грунтах при строительстве объектов наземной инфраструктуры космодромов. Приводятся параметры и данные для расчета прогнозируемой осадки грунтов и необходимого времени для консолидации грунта и начала строительства зданий и сооружений космодрома. Полученные данные применяются для 3D-моделирования основания с прогнозируемой его осадкой. Описаны способы применения исследованных новых методов проектирования сооружений на космодроме. Приведены параметры и показатели, влияющие на величину осадки. Рассмотрена возможность отображения трехмерной модели осадки слабого основания с учетом внедрения дополненной реальности. Приведены результаты и примеры использования комплексного прогноза осадки насыпи на слабых основаниях.

Ключевые слова: осадка насыпи, слабые грунты, картограмма, моделирование осадки, дополненная реальность, космодром

Для цитирования: Разяпов Р.В., Хузин Р. М., Марусин Р. А. Прогнозирование осадки грунтов при строительстве объектов наземной инфраструктуры космодромов при помощи информационных систем // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022. № 1. С. 37-49.

DOI [10.37153/2618-9283-2022-1-37-49](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-1-37-49)

Theoretical and experimental studies

Forecasting of soil precipitation during the construction of ground infrastructure facilities of spaceports using information systems

R.V. Raziapov¹, R.M. Huzin¹, R.A. Marusin¹

¹Ufa State Petroleum Technical University. Ufa, Russian Federation

Abstract: The article considers the method of forecasting precipitation of accumulation of bases on weak soils during the construction of ground infrastructure facilities of spaceports. Parameters and data are identified to calculate the predicted soil precipitation and the necessary time to consolidate the filling and start construction of buildings and structures at the spaceport. Application of the obtained data for 3D-modeling of the base with its predicted

@ Разяпов Р.В., Хузин Р.М., Марусин Р.А., 2022

precipitation. Methods of application of investigated new methods of designing structures at the spaceport are described. Parameters and indicators affecting the amount of peat precipitation are given. The possibility of displaying a three-dimensional model of a weak base settlement taking into account the introduction of augmented reality is considered. Results and examples of use of complex forecast of fill precipitation on a weak basis are given.

Keywords: embankment sediment, weak soils, cartogram, precipitation modeling, augmented reality, spaceport

For citation: Raziapov R.V., Huzin R.M., Marusin R.A. Forecasting of soil precipitation during the construction of ground infrastructure facilities of spaceports using information systems. *Seismostoykoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2022, no. 1, pp. 37-49. (In Russian)

DOI [10.37153/2618-9283-2022-1-37-49](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-1-37-49)

Космодром – это сложный технический комплекс зданий и сооружений различного назначения с автономной инфраструктурой и необходимыми коммуникациями. Наземная инфраструктура космодрома требует особо надежного проектирования и жесткого строительного контроля. Инженерные сооружения и здания космодрома (рис. 1) состоят из:

1. Стартового комплекса, в свою очередь состоящего из стартовых площадок с пусковыми установками.
2. Технического комплекса, имеющего в своем составе монтажно-испытательные корпуса для испытаний и подготовки к запуску космических кораблей.
3. Объектов для предполетной и предстартовой подготовки космонавтов.
4. Комплекса средств измерений, сбора и обработки информации, в состав которого входит командно-измерительный и мобильные измерительные пункты.
5. Водородного и кислородно-азотного заводов.
6. Различных видов транспортных сооружений.
7. Города средних размеров со всеми инженерными, социальными, культурными, торговыми объектами для персонала космодрома.

Большинство космодромов мира и России располагаются вблизи экваторий, так как падение отработанных ступеней и других частей ракет в этом случае будет происходить безопаснее. На таких обводненных участках имеется заторфованность или болотистая местность, которая считается слабым основанием, требующим дополнительных мероприятий и точного прогноза осадки таких оснований. Ниже в статье будет описана методика прогнозирования осадки слабых оснований при проектировании наземной инфраструктуры космодрома.

Рассмотрим подробнее инфраструктуру космодрома «Восточный». На третьем этапе строительства космодрома (2021-2030 годы) запланировано создание объектов наземной инфраструктуры второй очереди для запуска ракетносителя сверхтяжелого класса, в том числе для лунных экспедиций, а также расширение жилищного комплекса.

На данном этапе предусмотрены такие проектные решения, которые позволят зданиям и сооружениям, объектам инженерной инфраструктуры, сооружениям транспорта безаварийную эксплуатацию на долгое время, учитывая высокие нагрузки в суровых климатических и гидрологических условиях.

Чтобы добиться высоких показателей надежности, необходимо обратить внимание на основания этих конструкций, чтобы максимально точно спрогнозировать поведение слабого основания под инженерными сооружениями космодрома.



Рисунок 1 – Наземная инфраструктура космодрома

Figure 1 – The ground infrastructure of the spaceport

Устройство насыпей для зданий и дорог на космодроме в условиях слабых оснований обусловлено некоторыми особенностями проектирования.

Конструкции земляного полотна на болотах разрабатываются на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом:

- физико-механических свойств торфяной залежи, ее мощности и характера напластования, определяющего строительный тип болота;
- степени и характера заболоченности района строительства, дальности завоза грунта для укладки земляного полотна;
- сроков и времени проведения строительных работ;
- использования торфа в основании насыпи.

Оценка болотной толщи как основания осуществляется посредством определения типа болота по наличию тех или иных типов болотных грунтов по прочности и деформативности. При этом должна быть оценена устойчивость, определена конечная осадка и время завершения ее интенсивной части [1].

По данным инженерно-геологических изысканий можно выделить три типа торфяных отложений:

- слабо-разложившийся;
- средне-разложившийся;

- сильно-разложившийся (сильно-разложившийся торф – это такой торф, который почти перешел в суглинистое состояние).

В практике встречаются одновременно три вида торфа в одном слое, залегающих на разной глубине, и слои могут достигать 7-9 метров.

Для автоматизированного определения степени осадки торфа необходимо смоделировать насыпь на слабом основании, при этом нужно иметь геологические данные основания и физические свойства слагающего торфа. Эти данные получают при изысканиях и заносят в инженерно-геологический отчет.

Моделирование насыпи требуется для проектирования инженерных сооружений космодрома, а также для анализа некоторых проектных решений с использованием болотной залежи в качестве основания насыпи. Инструментом для этого может служить ПО Credo, на основе которого определяют осадку [2].

Алгоритм моделирования основан на расчетных схемах, которые разработаны специалистами в области механики грунтов, почвоведения и строительства.

Для оценки осадки насыпи потребуются:

- геологический профиль болота на проектной перекладине;
- данные о механических и физических свойствах грунтов;
- параметры минеральных донных грунтов;
- расчетные параметры (деформация и прочность) грунта насыпи.

Результаты исследования устойчивости включают:

- чертежи земляного полотна в разрезе (формат DXF);
- протоколы – таблицы моделирования;
- моделирование схемы.

Ключевые принципы моделирования.

Моделирование насыпи на болотных грунтах основано на исследовании напряженно-деформированного состояния системы: - насыпной грунт - уплотненный болотный слой - минеральное дно. Целью моделирования является совместный расчет насыпи с учетом особых условий, создаваемых болотными почвами:

- устойчивость – предотвращение выноса болотного грунта с насыпи;
- стабильность – обозначение сроков завершения уплотнения болотного грунта и устройства насыпи;
- динамическая и статистическая прочность [3].

Модель решает такие задачи, как:

- заключение об устойчивости и вывод о возможности использования болота качестве основания насыпи;
- оценка окончательной осадки болотных отложений;
- оценка устойчивости основания при различных способах возведения насыпи расчетной толщины (медленное и быстрое заполнение);
- оценка продолжительности осадки по времени;
- оценка способа возведения насыпи.

Для автоматизированной оценки торфяных отложений необходимо ввести в схему следующие данные из геологического отчета:

1. толщина слоя торфа;
2. коэффициент пористости;
3. влажность;
4. плотность сухого грунта [4].

После запуска расчета на экране вычерчивается поперечный профиль земляного полотна на уплотненной болотной залежи на момент завершения процесса осадки.

Детальные результаты моделирования можно просмотреть или использовать для 3D моделирования с последующим отображением в виртуальной реальности [5].

Таблица 1 – Геотехнический эксперимент 1а, торф среднеразложившийся, водонасыщенный, тип Б (IbQ IV)

Table 1 – Geotechnical experiment 1a, medium-decomposed peat, water-saturated, type B (IbQ IV)

Наименование показателя				Нормативное значение	Максимум	Минимум	Количество определений	Среднеквадр. отклонение	Коэффициент вариации	Значения параметров при доверительных вероятностях			
										0,85		0,95	
										расчетное	коэф. безопас.	расчетное	коэф. безопас.
Физические свойства грунта	Влажность, д.е.	природная	W	2,793	3,956	0,748	8	1,132	0,405	3,242	0,862	3,554	0,786
	Коэффициент водонасыщения, д.е.		Sr	1,01	1,34	0,93	8						
	Плотность, г/см ³	частиц грунта	ρs	1,54	1,60	1,50	8						
		грунта природная	ρ	1,11	1,43	1,02	8	0,147	0,132	1,05	1,055	1,01	1,097
		сухого грунта	ρd	0,34	0,82	0,21	8						
	Коэффициент пористости		e	4,496	6,699	0,838	8	2,066	0,460	5,314	0,846	5,884	0,764
	Относительное содержание органического вещества, %		Ir	57,20	64,12	52,29	8						
	Степень разложения, %		Ddp	28,50	31,00	25,00	8						
Зольность, %		Das	42,80	47,71	38,88	8							
Деформ. свойства	Модуль компрессии, МПа	природной влажности	Ek	0,15**									

Стандартное сопротивление срезу (геотехнический эксперимент 1а) составляет (0,006 <τ<0,009 МПа).

По этим данным в программном комплексе Credo можно увидеть величину осадки и время уплотнения (время, при котором осадка достигнет расчетного уровня).

Таблица 2 – Основные параметры строительной площадки

Table 2 – Main parameters of the construction site

Наименование параметра	Единица измерения	Значение
Стандартная продолжительность наземного строительства	сутки	230
Параметры поперечного профиля грунта		
Проектная отметка	м	72,65
Отметка по земле	м	71,15
Коэффициент уклона		2,00
Коэффициент заложения откосов нижней части насыпи		1,00
Глубина грунтовых вод	м	0,40
Количество слоев болотного грунта		2
Параметры для расчета прочности грунта		
Расчетное давление покрытия	МПа	0,60
Модуль упругости на поверхности насыпного слоя	МПа	75
Модуль упругости насыпного слоя	МПа	236
Средняя плотность грунта насыпи	т/м ³	1,80

Таблица 3 – Параметры болотного грунта в естественных условиях

Table 3 – Parameters of swamp soil in natural conditions

Номер слоя	Толщина слоя, м	Коэффициент пористости	Влажность, %	Плотность сухого грунта, г/см ³	Сопротивление вращательному срезу, МПа
1	1,10	6,70	279	1,54	0,007
2	0,55	9,25	531	1,79	0,007

Таблица 4 - Общие параметры болотной залежи

Table 4 - General parameters of the marsh deposit

Наименование параметра	Единица измерения	Значение
Общая толщина болотной залежи	м	1,65
Средняя взвешенная объемная масса торфяного скелета	г/см ³	0,251
Средневзвешенный коэффициент пористости торфа		7,55
Строительный тип болотного грунта		3
По сопротивлению сдвигу наиболее слабого слоя	МПа	0,007

Таблица 5 – Заключение по определению типа фундамента по устойчивости и выбору конструкции земляного полотна

Table 5 – Conclusion on determining the type of foundation for stability and the choice of the construction of the roadbed

Тип основания по устойчивости	Преобладающая деформация грунта самого слабого слоя	Возможность использования болотных отложений в качестве несущего основания
2	При быстрой отсыпке - сдвиг (выдавливание); при медленной отсыпке - сжатие	Может использоваться при постепенном нагружении

Продолжительность периода строительства, в течение которого необходимо возвести насыпь на расчетную толщину для обеспечения устойчивости основания и интенсивности засыпки насыпи и нагрузки, не регламентируется [6].

Таблица 6 – Результат расчета режима возведения насыпи при высоте насыпи 1,50 м.

Table 6 – The result of calculating the mode of embankment construction at the height of the embankment of 1.50 m

Наименование параметра	Единица измерения	Значение
Толщина насыпи, которую можно отсыпать сразу (в один прием)	м	1,80
Продолжительность строительного периода, в течение которого необходимо возводить насыпь до проектной толщины из условия обеспечения устойчивости основания	сутки	10
Интенсивность отсыпки насыпи до проектной отметки	см/сутки	177
Общая длительность консолидации меньше норматива на продолжительность строительства	сутки	230

Движущаяся пригрузка неэффективна, так как общая длительность консолидации без пригрузки составляет 58 суток, что не превышает стандартной продолжительности строительства 230 суток.

Временная пригрузка в виде суженной «насыпи-пригрузки» неэффективна, так как общая продолжительность консолидации без пригрузки составляет 58 суток, но не более стандартной продолжительности строительства 230 суток.

Таким образом мы получили автоматизированный расчет осадки насыпи на слабом основании, в результатах мы можем определить процентное соотношение осадки от мощности залегаемого торфа, а также получить время консолидации грунта до проектной осадки. Просчитать эти данные можно и вручную, и в иных программных продуктах. Предоставлен общий вид для получения данных, которые будут применены на следующем этапе проектирования.

Имея данные по величине осадки, времени консолидации, данные инженерно-геологических скважин и грунтов, приступаем к определению количества необходимого грунта для отсыпки насыпи. Используем для этого программный комплекс Credo 3, на наш взгляд, он оптимален для работ с трехмерными моделями проектирования и более показателен визуально для экспертной оценки технологии строительства объектов инфраструктуры космодрома [6,7,12].

Трехмерная модель, выполненная в данном программном комплексе, дает возможность запроектировать осадку слабого основания под объектом таким образом, чтобы на стадии проекта можно было узнать, какое количество грунта дополнительно необходимо заложить в качестве поправки к профильному объему грунта. А также увеличивает скорость проектирования данного вида объектов и точность расчетов.

На рисунках 1, 2 показана модель насыпи и инженерно-геологический разрез, на который нанесена модель насыпи и модель осадки. Это действие позволяет в краткие сроки сформировать картограмму осадки. При помощи программного комплекса Credo вопрос решается вполне нетрудоемким способом. На рисунке 3 показана трехмерная модель осадки насыпи и картограмма земляных масс осадки.

В данной задаче дополненная реальность (AR) может послужить отличным инструментом визуализации и контроля осадки торфа. Имея трехмерную модель осадки, мы можем загрузить ее в мобильное приложение по отображению моделей дополненной реальности и, наведя камеру на участок стройки, увидеть проектную осадку сквозь толщу грунта на экране устройства. Эта функция мобильного приложения позволяет проводить контроль в каждый момент времени до достижения проектной осадки, и в случае нестабильности грунтов – оперативно предусмотреть дополнительные меры. Контроль необходимо совместить с физическим определением, методом бурения и определения отметок достижения минерального дна [8,13].

Таким образом станут более прозрачным затраты на отсыпку грунта, особенно в тех случаях, когда осадка продолжается и потребуются дополнительные объемы грунта. Дополнительный контроль служит для обоснования необходимости увеличения объемов грунта, так как работы являются скрытыми и спрогнозировать точное поведение торфа не всегда возможно [9].

Помимо функций определения отметок минерального дна также можно будет данную модель использовать для определения достижения отметок самой насыпи и вертикальной планировки [10]. А в последующем и для определения месторасположения коммуникаций и других сооружений на насыпи.

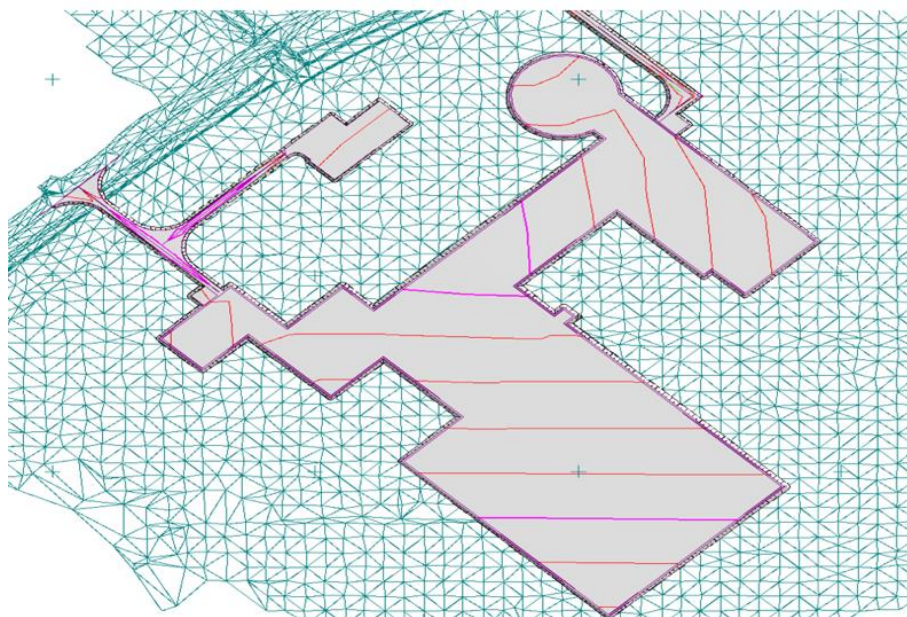


Рисунок 2 – Трехмерная модель площадки

Figure 2 – Three-dimensional model of the site

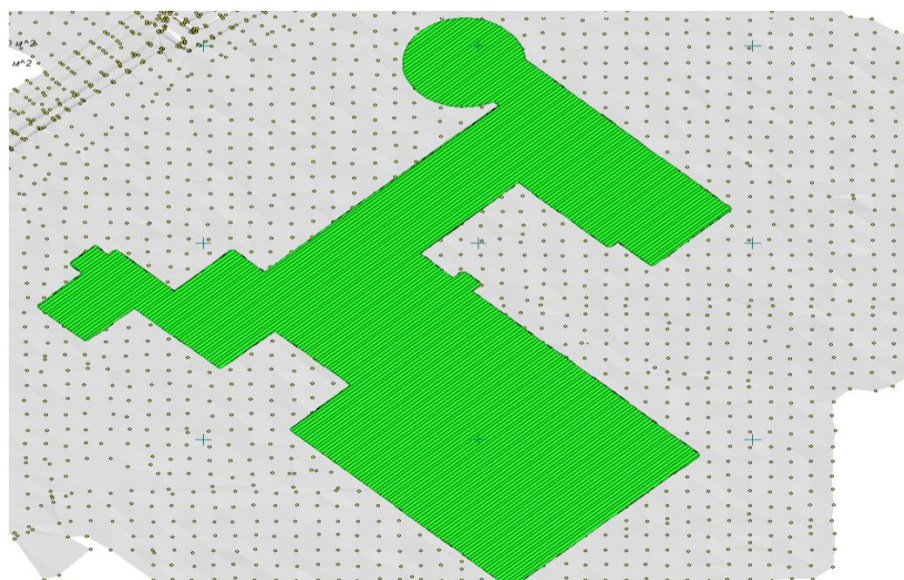


Рисунок 3 – Модель осадки торфяного слоя

Figure 3 – Model of peat layer precipitation

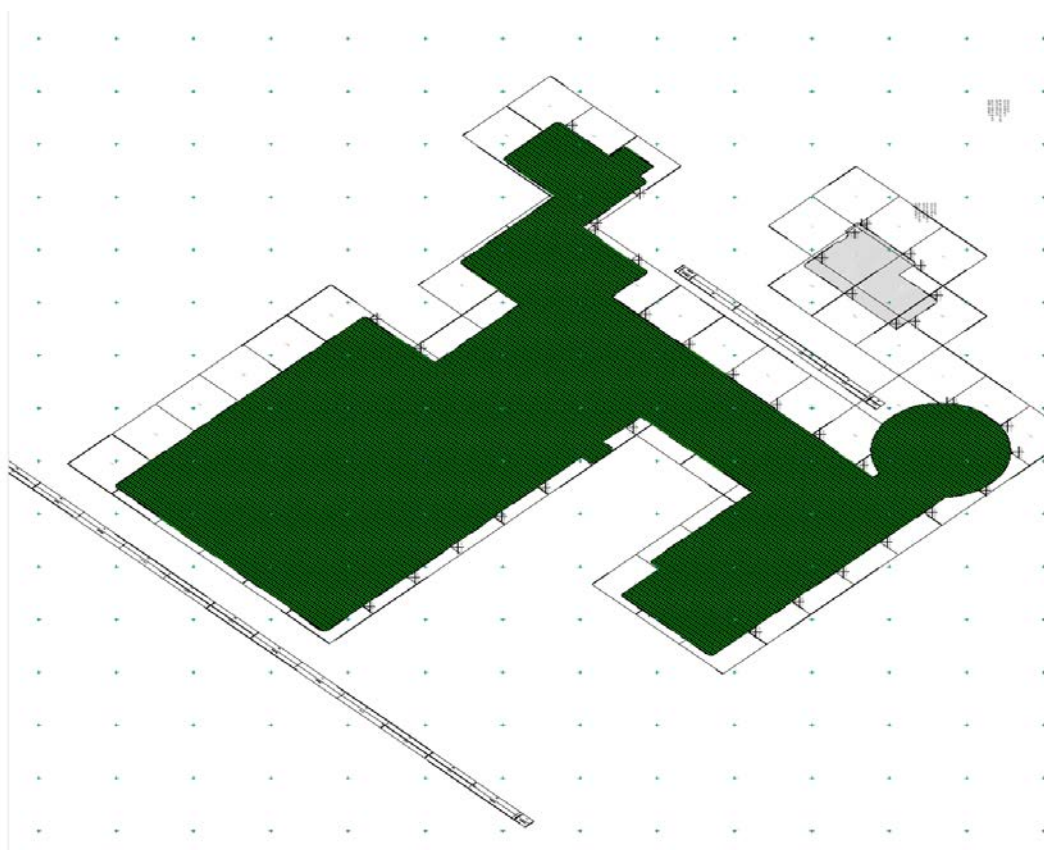


Рисунок 4 – Картограмма 3D-модели осадки на слабом основании

Figure 4 – Cartogram of a 3D-model of precipitation on a weak base

В статье была рассмотрена методика прогнозирования осадки насыпи слабого основания, благодаря которой с высокой точностью можно будет определить время осадки насыпи основания и начала строительства фундамента. Также данная технология дополненной реальности дает возможность ее использования в качестве средства контроля осадки слабого основания, что еще раз доказывает необходимость дальнейшего углубления знаний этого инструмента [11]. Анализ позволяет нам убедиться, что неконтролируемые природные процессы, связанные с осадкой слабого основания, можно прогнозировать и контролировать с достаточно хорошей точностью [14-16]. А методику дополненной реальности можно использовать для измерения и управления процессом. Метод дополненной реальности позволяет широко использовать многомерные модели и моделирование осадки объекта, повышает качество строительства и снижает затраты при реализации проекта проектирования и строительства космодрома [18-20].

Литература

1. Баранник С.В. Применимость BIM-технологий в дорожной отрасли // САПР и ГИС автомобильных дорог. 2015. № 1(4). С. 24–28. 10.17273/CADGIS.2015.1.3.
2. Перминов А.Н., Пеньков М.М., Птушкин А.И. Методика определения функций отклика на вложение средств в повышение качества функционирования объектов наземной космической инфраструктуры при их модернизации // Космонавтика и ракетостроение. 2006. № 2 (43). С. 82-90.

3. Птушкин А.И. Методика обоснования объема финансирования инновационного развития объектов наземной космической инфраструктуры // Труды Военно-космической академии им. А.Ф. Можайского. 2014. № 643. С. 141-149.
4. Исхаков Ш.Ш., Ковалев Ф.Е., Косенков Р.Э., Мохнаткин А.П. Проблемы оценивания надежности и безопасности эксплуатируемых сооружений наземной космической инфраструктуры и идентификации их технических состояний // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2016. Т. 13, № 4 (49). С. 592-599.
5. Райкова Л.С., Петренко Д.А. Строительство дорог на основе 3D моделей // САПР и ГИС автомобильных дорог. 2014. № 2(3). С. 81–85. DOI: 10.17273/CADGIS.2014.2.13
6. Александров А.А., Бармин И.В., Денисов О.Е., Чугунков В.В. Инновационные направления в развитии и эксплуатации наземной космической инфраструктуры технических комплексов космодромов // Инженерный журнал: наука и инновации. 2018. Вып. 5. <http://dx.doi.org/10.18698/2308-6033-2018-5-1765>
7. Далматов Б.И., Бронин В.Н., Голли А.В., Карлов В.Д., Мангушев Р.А., Морарескул Н.Н., Сахаров И.И., Сотников С.Н., Улицкий В.М., Фадеев А.Б. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учеб. пособие / Под ред. Б.И. Далматова; 2-е изд. М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ. 2001. 440 с.
8. Скворцов А.В. BIM магистрали: оценка зрелости технологий // САПР и ГИС автомобильных дорог. 2014. № 2(3). С. 12–21. 10.17273/CADGIS.2014.2.3.
9. Скупов Б. Особенности строительства космодромов в России и за рубежом. [Электронный ресурс]. URL: <https://ardexpert.ru/article/8123> (дата обращения: 25.12.2021).
10. Тюнин Е.Б. Информационные технологии. Лабораторный практикум / Е.Ю. Тюнин, В.Ю. Кондратьев. Краснодар: КубГАУ. 2013. 135 с.
11. Федько Д. Что такое v-commerce и как торговля меняется под влиянием технологий AR и VR [Электронный ресурс]. URL: <https://ain.ua/> (дата обращения: 05.03.2021)
12. Хэммит Ф. Виртуальная реальность / Ф. Хэммит. Перевод с англ. М.: Печать, 2005. 104 с. (дата обращения: 05.03.2021).
13. Что такое дополненная реальность? // AR Next – все о дополненной реальности [Электронный ресурс]. 2017. Режим доступа: <http://arnext.ru/dopolnennaya-realnost/> (дата обращения: 15.05.2021)
14. Шишкин Ю. Дополненная реальность в 2019 году: что даёт AR онлайн-ритейлу [Электронный ресурс]. URL: <https://vc.ru/> (Дата доступа: 01.04.2021)
15. Яковлев Б.С., Пустов С.И. Классификация и перспективные направления использования технологии дополненной реальности / Б.С. Яковлев // Известия Тульского государственного университета. Технические науки. 2013. № 3. С. 484-492.
16. Яркова А. AR, VR и MR (Смешанная реальность) [Электронный ресурс]. URL: <https://retailer.ru/> (Дата доступа: 28.11.2021)

References

1. Barannik S.V. Applicability of BIM technologies in the road industry. CAD and GIS of highways. 2015, no. 1(4), pp. 24–28. DOI: 10.17273/CADGIS.2015.1.3 (In Russian)
2. Perminov A.N., Penkov M.M., Ptushkin A.I. Kosmonavtika i raketostroenie — Cosmonautics and Rocket Engineering. 2006, no. 2 (43), pp. 82-90. (In Russian)
3. Ptushkin A.I. Trudy Voenno-kosmicheskoy akademii im. A.F. Mozhayskogo — Proceedings of the Mozhaisky Military Space Academy, 2014, no. 643, pp. 141-149. (In Russian)

4. Iskhakov Sh.Sh., Kovalev F.E., Kosenkov R.E. Mokhnatkin A.P. Izvestiya Peterburgskogo universiteta putey soobshcheniya [News of St. Petersburg University of Rail Transportation], 2016, vol. 13, no. 4 (49), pp. 592-599. (In Russian)
5. Raikova L.S., Petrenko D.A. Construction of roads based on 3D models. CAD and GIS of highways. 2014, no. 2(3), pp. 81–85. DOI: 10.17273/CADGIS.2014.2.13 (In Russian)
6. Alexandrov A.A., Barmin I.V., Denisov O.E., Chugunkov V.V. Innovative directions in the development and operation of ground-based space infrastructure of technical complexes of cosmodromes. Engineering Journal: Science and Innovation, 2018, issue 5. <http://dx.doi.org/10.18698/2308-6033-2018-5-1765> (In Russian)
7. Dalmatov B.I., Bronin V.N., Golly A.V., Karlov V.D., Mangushev R.A., Morarescul N.N., Sakharov I.I., Sotnikov S.N., Ulitsky V.M., Fadeev A.B. Designing foundations of buildings and underground structures: Textbook/ Edited by B.I.Dalmatov; 2nd ed. Moscow: Publishing House of the DIA; St. Petersburg: SPbGASU, 2001, 440 p. (In Russian)
8. Skvortsov A.V. BIM highways: assessment of the maturity of technology. CAD and GIS of highways. 2014, no. 2(3), pp. 12–21. DOI: 10.17273/CADGIS.2014.2.3. (In Russian)
9. Skupov B. Features of the construction of cosmodromes in Russia and abroad. URL: <https://ardexpert.ru/article/8123> (Date appeals: 12/25/2021). (In Russian)
10. Tiunin E.B. Information technology Laboratory workshop / E.B. Tiunin, V.I. Kondratev. Krasnodar: KubGAU. 2013, 135 p. (In Russian)
11. Fedko D. What is v-commerce and how trade is changing under the influence of AR and VR technologies. URL: <https://ain.ua/> (Date appeals: 05/03/2021). (In Russian)
12. Khemmit F. Virtual reality / F. Khemmit. Translation from English. M.: Print 2005. 104 p. (Date appeals: 05/03/2021). (In Russian)
13. What is augmented reality? AR Next-all about augmented reality, 2017. URL: <http://arnext.ru/dopolnennaya-realnost/> (Date appeals: 15/05/2021). (In Russian)
14. Shishkin I. Augmented reality in 2019: what gives AR online retail. URL: <https://vc.ru/> (Date appeals: 01/04/2021). (In Russian)
15. Iakovlev B.S., Pustov S.I. Classification and Perspective Directions for Augmented Reality Technology / B.S. Iakovlev. Izvestiia Tulsogo gosudarstvennogo universiteta. Tekhnicheskie nauki. 2013, no. 3, pp. 484-492. (In Russian)
16. Iarkova A. AR, VR and MR (Augmented reality). URL: <https://retailer.ru/> (Date appeals: 28/03/2021). (In Russian)

Данные об авторах / Information about authors

Разяпов Руслан Валитович, старший преподаватель кафедры «Автомобильные дороги и технология строительного производства, ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет». Уфа, Российская Федерация
rusla777@yandex.ru

Raziapov Ruslan V., Senior Lecturer of the Department "Highways and Construction Production Technology, Ufa State Petroleum Technical University. Ufa, Russian Federation
rusla777@yandex.ru

Хузин Рустем Маратович, студент кафедры «Автомобильные дороги и технология строительного производства, ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет». Уфа, Российская Федерация

Khuzin Rustem Maratovich, student of the Department of Roads and Building Technology, Ufa State Petroleum Technological University. Ufa, Russian Federation

Марусин Роман Александрович, студент кафедры «Строительные конструкции, ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет».

Уфа, Российская Федерация marusinr@bk.ru

Marusin Roman Aleksandrovich, student of the Department of Building Structures, Ufa State Petroleum Technological University. Ufa, Russian Federation marusinr@bk.ru

УДК 699.841

DOI [10.37153/2618-9283-2022-1-50-63](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-1-50-63)

Сейсмический риск и ущерб

Повреждения объектов электросетевого хозяйства при землетрясениях

Калиберда И.В.¹, Нефёдов С.С.¹

¹ФБУ «Научно-технический центр Энергобезопасность»

Аннотация:

Электросетевое хозяйство (ЭСХ) является одной из систем жизнеобеспечения территорий. В зоне 7 и более баллов сейсмической шкалы MSK-64 находится примерно 30% объектов ЭСХ РФ. Имеющиеся данные свидетельствуют об уязвимости ЭСХ при землетрясениях. При этом объекты ЭСХ оказываются менее сейсмостойкими, чем объекты электрогенерации (электростанции), а оборудование ЭСХ - менее сейсмостойким, чем здания и сооружения, в которых оно установлено.

Цель работы – выработка рекомендаций по повышению сейсмостойкости основных объектов ЭСХ – линий электропередачи (ЛЭП) и трансформаторных подстанций (ТПС) – на основе анализа типичных сейсмических повреждений оборудования этих объектов.

Анализ показывает, что основными причинами сейсмических повреждений воздушных ЛЭП являются упругие колебания опор и их разнонаправленные взаимные движения, возникающие вследствие попадания опор в разные фазы сейсмической волны. Упругие колебания опор приводят к деформации уголков решётки под действием поперечной силы, разрушению фундаментных частей опор и обрывам заземляющих проводников. Вследствие разнонаправленных движений опор происходят динамические изменения тяжения проводов воздушных ЛЭП, обрывы проводов и разрывы кабелей кабельных ЛЭП.

Основным оборудованием ТПС являются силовые трансформаторы, коммутационное оборудование и аппаратура релейной защиты и автоматики (РЗА). Сейсмические повреждения силовых трансформаторов, в основном, связаны с их смещением при землетрясениях. Вследствие смещений происходят рывки и повреждения электрических связей - гибких (провода) или жёстких (ошиновка), увеличение усилий, передаваемых на проходные изоляторы трансформатора (фарфор), следствием чего являются излом последних, короткие замыкания и пожары. Наблюдаются также деформации бака и маслопроводов трансформаторов, приводящие к утечке масла, образованию горючих газов в баке, коротким замыканиям, пожарам и взрывам. Основное повреждение коммутационных аппаратов при землетрясениях - разрушение электроизолирующих фарфоровых колонок, на которых установлены аппараты. Следствием этого оказывается падение коммутационных аппаратов. Повреждения РЗА связаны в основном с деформацией и опрокидыванием плохо закреплённых шкафов РЗА, а также с отказами и ложными срабатываниями недостаточно сейсмостойких контактных элементов.

На основе анализа типичных повреждений объектов ЭСХ разработаны рекомендации по повышению их сейсмостойкости.

@ Калиберда И.В., Нефёдов С.С., 2022

Ключевые слова: электросетевое хозяйство, линия электропередачи, трансформаторная подстанция, землетрясение, повреждаемость, сейсмостойкость

Для цитирования: Калиберда И.В., Нефёдов С.С. Повреждения объектов электросетевого хозяйства при землетрясениях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022. № 1. С. 50-63.

DOI: [10.37153/2618-9283-2022-1-50-63](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-1-50-63)

Seismic risk and damage

Seismic damages of electric grid facilities

I.V. Kaliberda¹, Sergey S. Nefedov¹

¹Federal Budget Institution “Scientific and Engineering Centre for Energy Safety”

Abstract:

Electric grid facilities (EGF) are the part of life support system of territories. About of 30% of EGF of RF lay in the zone of 7 and more units of 12-units seismic scale MSK-64. Experience shows high damageability of EGF at earthquakes. At earthquake EGF objects show less seismic resistance than objects of electric generation (electric stations). Equipment of EGF objects shows less seismic resistance than civil structures, in which it is installed.

The object of this work is to create the recommendations for improvement of seismic resistance of main EGF objects – electric transmission lines (ETL) and transformer substations (TSS) – on the base of analysis of typical damages of these objects.

Analysis shows that main reasons of seismic damages of air ETL are elastic oscillations of transmission towers as well as their opposite mutual movement if occurs in different phases of seismic wave. Elastic oscillations cause deformation of truss angles due to shear force, damage of foundation and rupture of earth conductors. Opposite mutual movements cause dynamic changes of tension of line of air ETL, rupture of line conductors and rupture of cables of cable ETL

Main equipment of TSS includes power transformers, switching equipment and apparatus of relay defense and automatics (RDA). Seismic damages of power transformers are mainly caused by their displacements at earthquake. As a result of the displacements occur jerks and damages to electrical connections - flexible (wires) or rigid (bushing), which cause increase in the forces transmitted to the transformer insulators (porcelain) and lead to breakage of the latter, short circuits and fires. Main damages of switching equipment at earthquakes are connected with the cracking and break of porcelain insulating columns which are often used as a support of switching apparatus. This causes damage and fall of apparatus. Damages of RDA are mainly connected with deformation and fall of electric cabinets and also with fault or false action of contact elements with not enough seismic resistance.

On the base of analysis of seismic damages of equipment of EGF objects the recommendations for improvement of their seismic resistance are proposed.

Keywords: electric grid facilities, transmission line, transformer substations, earthquake, damageability, seismic resistance

For citation: I.V. Kaliberda, Sergey S. Nefedov Seismic damages of electric grid facilities. *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2022, no. 1, pp. 50-63 (In Russian). DOI: [10.37153/2618-9283-2022-1-50-63](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-1-50-63)

1. Цель и методика работы

В соответствии с Федеральным законом «Об электроэнергетике» [1] к объектам электросетевого хозяйства (ЭСХ) отнесены линии электропередачи (ЛЭП), трансформаторные подстанции (ТПС) и иное оборудование, предназначенное для передачи электрической энергии от объектов электрогенерации (электростанций) к потребителю и преобразования её в приемлемую для потребителя форму. ЭСХ России включает более 2,5 млн. км линий электропередачи и более 500 тысяч трансформаторных подстанций с общей мощностью трансформаторов более 800 тыс. МВА.

Около 30% от всей протяженности электрических сетей и мощностей трансформаторов электросетевого хозяйства России размещено на сейсмически опасных территориях, сейсмичность которых по шкале MSK-64 составляет 7 баллов и выше. Обеспечение сейсмостойкости находящихся в эксплуатации объектов ЭСХ, является актуальной задачей. Однако опыт реальных землетрясений свидетельствует об уязвимости объектов ЭСХ при сейсмическом воздействии.

Задачами настоящей работы являлись сбор и анализ натурной информации о сейсмических повреждениях объектов ЭСХ и выработка рекомендаций по оценке и повышению сейсмостойкости этих объектов для специалистов Ростехнадзора, выполняющих плановые проверки данных объектов.

Следует отметить, что в материалах по анализу последствий землетрясений основное внимание, как правило, уделяется повреждениям зданий и сооружений различного назначения. Что касается объектов ЭСХ, то сведения об их повреждениях являются неполными и носят отрывочный характер.

В настоящей работе выявление и анализ характерных сейсмических повреждений объектов ЭСХ проводилось с использованием следующих источников натурной информации:

- имеющихся данных научно-технической литературы;
- собственных наблюдений авторов при обследовании объектов энергетики после сильных землетрясений;
- результатов опроса специалистов территориальных управлений Ростехнадзора.

Последний источник информации оказался весьма информативным. Своими наблюдениями по повреждениям объектов ЭСХ при землетрясениях различной интенсивности поделились специалисты энергонадзора из 11 территориальных управлений Ростехнадзора, в том числе расположенных в зонах высокой сейсмичности.

2. Общие данные об уязвимости объектов ЭСХ при землетрясениях

Детальный анализ уязвимости ЭСХ при сейсмических воздействиях был выполнен специалистами Минэнерго СССР на основе уроков Спитакского землетрясения 7 декабря 1988 г. в Армении [2]. Этот анализ остаётся актуальным и в настоящее время, т.к. основан на данных о повреждениях отечественного электрооборудования, принципиальные решения которого подобны тем, которые используются российскими производителями в настоящее время.

Как отмечено в [2], в результате Спитакского землетрясения интенсивностью VIII-IX баллов по шкале MSK-64 практически полностью вышло из строя коммунальное электроснабжение городов Спитак и Ленинакан (ныне Гюмри). Были полностью разрушены 1300 км воздушных и кабельных ЛЭП, а 950 км были

разрушены частично. Были полностью разрушены 40 подстанций, а 115 подстанций получили повреждения различной степени.

По данным [3] при Шикотанском землетрясении 4(5) октября 1995 г. (Курильские острова) обрывы воздушных ЛЭП происходили даже на отдалённых островах, в том числе в районе г. Курильска на о. Итуруп (~200 км), где интенсивность землетрясения составляла всего VI баллов по шкале MSK-64. При этом серьёзные повреждения зданий и сооружений отсутствовали.

При землетрясении 1990 г. в Молдавии интенсивностью 7 баллов по шкале MSK-64 при отсутствии значительных повреждений зданий ТПС возникли перерывы в электроснабжении 157 населённых пунктов вследствие отключения 47 воздушных ЛЭП и 44 подстанций по причине отказов и ложных срабатываний аппаратуры.

При Нефтегорском землетрясении 28.05.1995 сила толчков в эпицентре, по разным оценкам, достигала VIII-X баллов. Были выведены из строя 300 километров линий связи и 200 километров линий электропередачи [4].

Массовые повреждения электросетевого хозяйства при землетрясениях отмечены также за рубежом. В результате землетрясения 17 октября 1989 г. в Калифорнии были разрушены системы коммунального электроснабжения в трёх районах США. Во время землетрясения на Тайване 21 сентября 1999 г., при котором сейсмические ускорения составляли около $1,5 \text{ м/с}^2$ (примерно соответствует VIII баллам шкалы MSK-64), произошёл массовый выход из строя подстанций и ЛЭП несмотря на то, что основные электростанции, в том числе атомные, не были выведены из строя. Как отмечено в [5], обширные повреждения ЛЭП были отмечены при Измитском землетрясении, произошедшем в Турции 17 августа 1999 г. (магнитуда 7,6; интенсивность ~IX баллов шкалы MSK-64). Аналогичная ситуация с выходом из строя ЛЭП имела место и в других сейсмически активных районах (см, например, [6]).

Обобщённые данные о характере и объёмах повреждения электросетевого хозяйства при землетрясениях различной интенсивности, имевших место на территории нашей страны, приведены в табл.1, которая построена с использованием данных работы [7] и результатов настоящей работы.

Таблица 1. - Последствия землетрясений на объектах электросетевого хозяйства

Table 1. – Consequences of earthquakes for the electric grid facilities

Интенсивность землетрясения, баллы MSK-64	Характерные повреждения объектов электросетевого хозяйства
V	Редкие перебои работоспособности. Повреждений зданий, опор воздушных линий, оборудования нет.
VI	Здания, опоры воздушных линий и оборудование в целом не повреждены. Наблюдается незначительное смещение высоковольтного оборудования — вероятность размыкания шин и повреждения оборудования. Кратковременное нарушение работоспособности. Восстановительные работы могут быть проведены за несколько часов.
VII	Повреждения зданий подстанций. Незначительное количество опор ЛЭП повреждены. Незначительное количество кабельных линий и кабельных сооружений повреждены. Кратковременное нарушение работоспособности. Восстановительные работы могут быть проведены за несколько часов.
VIII	Сильные повреждения зданий ПС. Наблюдаются течи масла силовых трансформаторов, смещение коммутационного силового оборудования, незначительные повреждения оборудования внутри здания. Восстановительные работы могут быть проведены за несколько дней.
IX	Большинство зданий имеют сильные повреждения, некоторая часть разрушена. Часть оборудования внутри ПС разрушена, силовые трансформаторы смещены, разрушение высоковольтных вводов и разлив масла. Силовое оборудование неработоспособно. Время восстановления может быть продолжительным.
X-XI	Здания ПС серьезно повреждены или разрушены полностью. Сход с рельсов силовых трансформаторов, их опрокидывание, смещение или разрушение высоковольтных вводов. Разрушение силовых выключателей, разъединителей, трансформаторов тока и напряжения, разрыв ошиновки. Сильные повреждения воздушных ЛЭП. Время восстановления может быть продолжительным или необходима полная перестройка объекта.

3. Характерные сейсмические повреждения ЛЭП

Полученные данные позволяют выявить две основные причины сейсмических повреждений воздушных ЛЭП: упругие колебания опор и их разнонаправленные взаимные движения, возникающие вследствие попадания опор в разные фазы сейсмической волны.

Упругие колебания опоры ЛЭП определяются как её заделкой в фундаменте, так и наличием нелинейно-упругой опоры в зоне вершины. Функцию этой опоры выполняют провода и тросы примыкающих пролётов ЛЭП, препятствующие

свободному перемещению вершины опоры. В случае сейсмических колебаний опоры вдоль трассы ЛЭП в зоне вершины возникает дисбаланс тяжения проводов и тросов соседних пролётов. Этот дисбаланс, суммируясь с силой инерции масс, формирует поперечную силу, воздействующую на опору.

Обследования результатов землетрясений, а также испытания фрагментов ЛЭП, выполненные на сейсмозврывном стенде НИЦ 26 ЦНИИ МО РФ [8, 9], показали, что к числу наиболее характерных повреждений воздушных ЛЭП относятся деформации металлических уголков решётчатых опор под действием поперечной силы и разрушение фундаментных частей опор.

Разнонаправленные колебания соседних опор ЛЭП приводят к динамическому изменению тяжения проводов (рис.1) с выходом их из зацепления в узлах крепления к опоре. Как правило, эти узлы являются фрикционными и организуются с помощью зажимов, хомутов. В результате динамических изменений тяжения проводов силы трения в узле может оказаться недостаточно, что приведёт к выходу провода из зацепления и его падению.

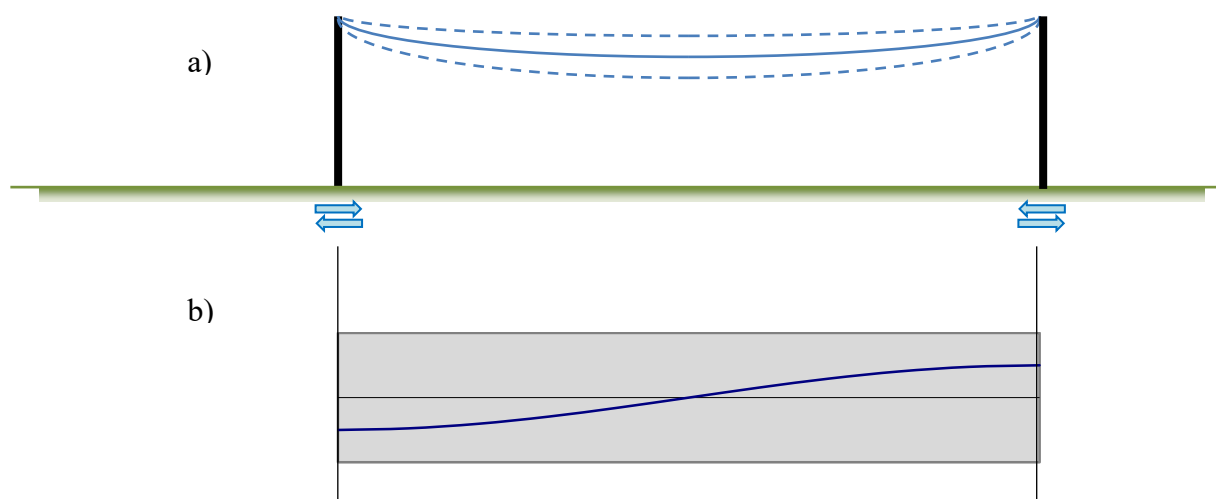


Рис. 1. Попадание соседних опор ЛЭП в разные фазы сейсмической волны
а – расположение опор ЛЭП; б – сейсмическая волна сжатия

Fig 1. Mutual movements of transmission towers in different phases of seismic wave
a – layout of transmission towers; b – seismic wave of compression

Часто наблюдаемым сейсмическим повреждением воздушных линий электропередачи является разрушение заземлений опор с обрывом заземляющих проводников. В горных районах дополнительной причиной падения и разрушения опор ЛЭП являются камнепады, вызванные землетрясением.

На ряде ЛЭП находят применение мачтовые опоры на оттяжках. Характерным повреждением мачтовых опор при землетрясениях являются подвижки анкерных фундаментов оттяжек, в том числе смещения анкерных фундаментов вверх относительно проектной отметки. Эти смещения сопровождаются ослаблением оттяжек, натяжение которых обеспечивает стабильность положения опор. Также наблюдаются обрывы оттяжек.

У кабельных линий также отмечаются повреждения при сейсмических воздействиях, наиболее характерным из которых являются разрывы кабелей. Причиной

этих повреждений являются взаимные разнонаправленные перемещения конечных точек линии.

4. Характерные сейсмические повреждения оборудования ТПС

Основным оборудованием ТПС являются силовые трансформаторы, коммутационное оборудование (воздушные и масляные выключатели, разъединители и др.), аппаратура релейной защиты и автоматики (РЗА). Уроки землетрясений свидетельствуют о высокой уязвимости оборудования подстанций при интенсивных сейсмических воздействиях.

4.1. Сейсмические повреждения силовых трансформаторов.

Электрическая энергия передаётся от электростанций под высоким напряжением (220-500 кВ). Силовые трансформаторы подстанций обеспечивают снижение напряжения электрического тока до приемлемого для потребителя уровня.

Сейсмические повреждения силовых трансформаторов, в основном, связаны с их смещением. Силовые трансформаторы, как правило, устанавливаются на колёсах, катках, салазках и т.п. опорах, являющихся односторонними связями, обеспечивающими надёжное опирание только при пригрузе собственным весом трансформатора. В процессе землетрясения кроме горизонтальных колебаний грунта возникают также вертикальные колебания.

На рис.2 показана траектория (сглаженная) движения точки, расположенной на свободной поверхности грунта, на площадке АЭС Кашивадзаки-Карива (Япония) при одном из афтершоков землетрясения интенсивностью IX баллов. Траектория получена в [10] как результат суммирования колебательных смещений путём обработки реальных трёхкомпонентных акселерограмм. Видно, что в результате точка O переходит в положение O' , совершая не только горизонтальные, но и значительные вертикальные перемещения.

Ускорение вертикальных колебаний a_z в определённой фазе колебаний вычитается из ускорения свободного падения g . В результате снижается пригруз и сила трения колеса о рельс, что может приводить к смещению трансформатора по горизонтали, отрыву его от опоры, сбросу трансформатора с рельсов и его падению (рис.3).

В результате смещения трансформатора происходит нарушение его электрических связей, которые могут быть как гибкими в виде проводов, так и жёсткими в виде ошиновки. Динамические смещения трансформатора при землетрясении приводят к рывкам электрических связей и к увеличению усилий, передаваемых ими на проходные изоляторы трансформатора, выполненные из фарфора. Наиболее резкие рывки имеют место в случае жёсткой ошиновки, которая, как правило, применяется в случае трансформаторов большой мощности. Разрушение проходных изоляторов приводит к коротким замыканиям, которые могут быть причиной пожаров, сопровождающих землетрясения (рис.4). Применение гибких связей позволяет снизить вероятность коротких замыканий и пожаров на ТПС при землетрясениях.

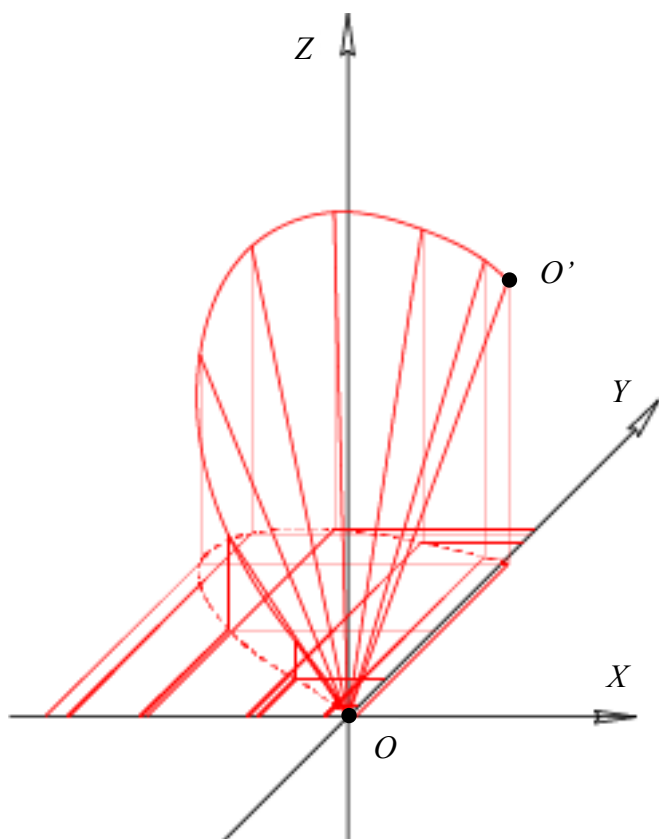


Рис 2. Траектория движения точки, расположенной на свободной поверхности грунта, при землетрясении интенсивностью IX баллов

Fig 2. Trajectory of movement of the point of free soil surface at the earthquake with intensity of IX units

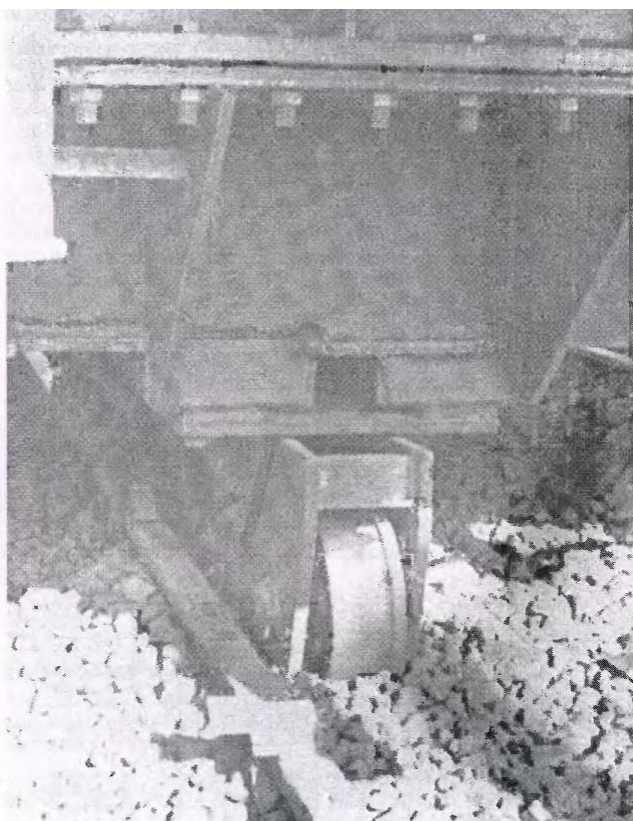


Рис 3. Смещение и падение трансформатора с рельсов при Спитакском землетрясении в Армении 1988 г.

Fig 3. Displacement and fall of transformer from rails at Spitak earthquake in Armenia in 1988

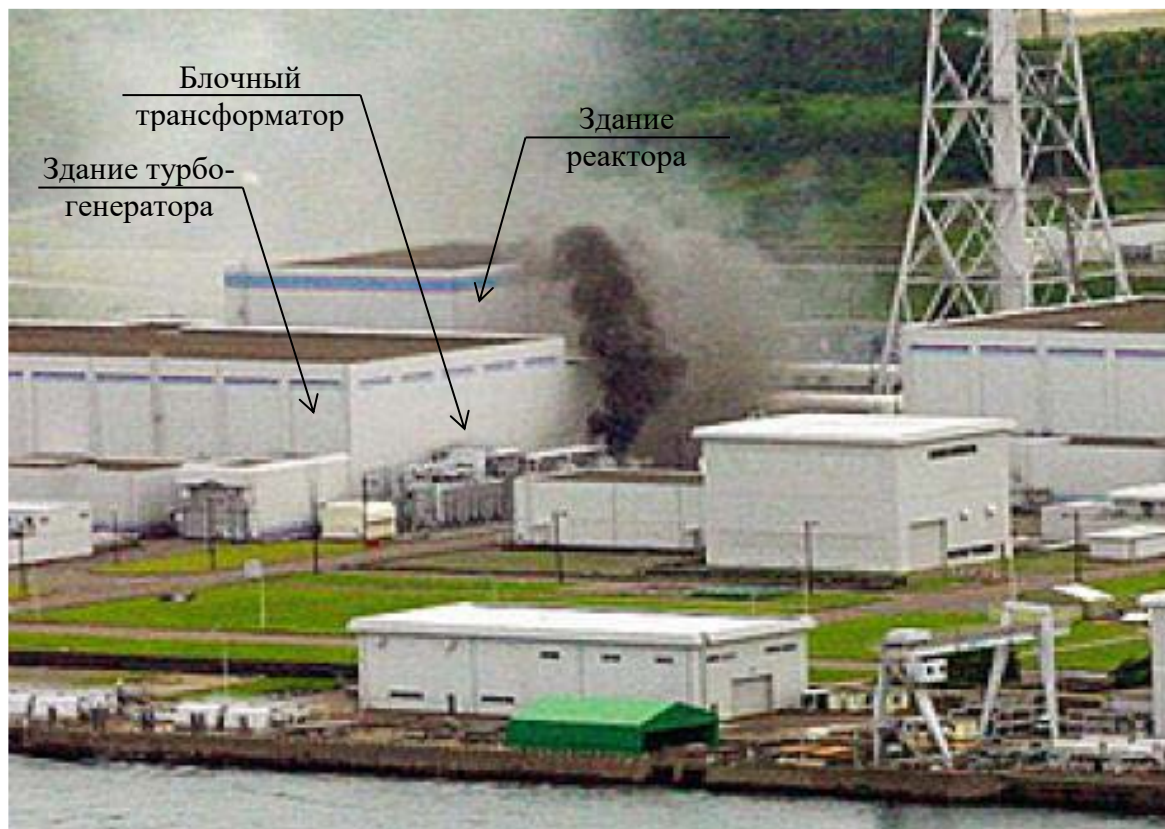


Рис.4. Пожар на АЭС в результате смещения блочного трансформатора и короткого замыкания вследствие землетрясения. Фото компании ТЕРСО (Япония)

Fig.4. Fire on the NPP as a result of displacement of main transformer and short circuit due to earthquake. Photo of company TEPCO (Japan)

Помимо смещений при землетрясениях наблюдаются деформации бака, маслопроводов и других элементов трансформаторов, что вызывает нарушение плотности соединений и в результате утечку масла из трансформаторов (рис.5).

Как отмечено в [2], сейсмические воздействия вызывают колебания активных частей трансформаторов внутри баков, что может приводить к коротким замыканиям. В сочетании с утечкой масла и образованием горючих газов в баке данные короткие замыкания оказываются причинами пожаров и взрывов, имевших место на подстанциях при землетрясениях. Опасность пожаров и взрывов на трансформаторах может быть уменьшена при установке датчиков уровня масла, газовых датчиков, а также автоматики, отключающей трансформатор при коротком замыкании (дифференциальная защита).

4.2. Сейсмические повреждения коммутационного оборудования.

Коммутационное оборудование ТПС - выключатели, разъединители и другие аппараты, предназначенные для приёма и распределения потоков электрической энергии. Имеющиеся данные показывают, что для коммутационного оборудования ТПС характерна весьма высокая повреждаемость при землетрясениях.

По данным [2] основным повреждением коммутационных аппаратов при землетрясениях является разрушение фарфоровых изоляторов, выполняемых в виде колонок. С помощью фарфоровых колонок осуществляется контакт коммутационных

аппаратов с электрическими проводниками (проводами или шинами). Колонковые изоляторы могут использоваться как опоры коммутационных аппаратов (рис. 6). Высота фарфоровых колонок может быть значительной и определяется требуемым электрическим сопротивлением.



Рис.5. Утечка масла из трансформаторов на АЭС вследствие землетрясения.
Фото компании ТЕРСО (Япония)

Fig.5. Leak of oil from transformer at NPP due to earthquake.
Photo of company TEPCO (Japan)

Фарфор хорошо работает на сжатие, но проявляет хрупкие свойства при растяжении и изгибе. При сейсмических колебаниях фарфоровые колонки испытывают интенсивный изгиб от воздействия сил инерции установленного на них оборудования. Дополнительным источником изгиба являются динамические воздействия (рывки) от присоединённых электрических проводников. Результатом оказывается излом фарфоровых изоляторов, нарушение стабильности положения и падение коммутационного оборудования (рис.7).

4.3. Сейсмические повреждения аппаратуры РЗА.

При сейсмических воздействиях могут возникать повреждения и отказы (ложные срабатывания) аппаратуры РЗА подстанций, возникающие вследствие вибрации, а также вследствие нарушения стабильности положения и падения плохо закреплённых шкафов РЗА. Падения шкафов сопровождаются повреждением цепей управления.

Результаты испытания шкафов на сеймоплатформах, представленные в [9], показывают, что наиболее характерными повреждениями шкафов РЗА являются:

а) механические повреждения (деформации или разрушения узлов крепления шкафов, корпуса шкафов, деформации каркаса, створок дверей);

б) деформация или поломка внутренних узлов и элементов (разрушение проходных и опорных изоляторов шкафов, разрушение плат и текстолитовых корпусов; выпадение электроизмерительных приборов);

в) ложные срабатывания контактных элементов, самопроизвольное замыкание и размыкание в момент воздействия нагрузки.

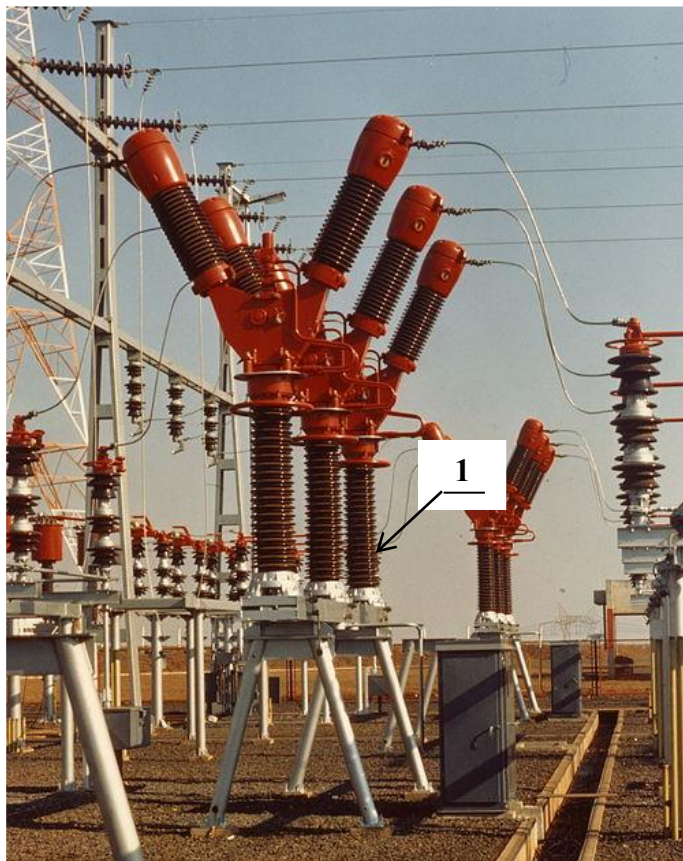


Рис.6 Современный элегазовый выключатель распределительного устройства ТПС (по [11])
1 – фарфоровые колонки

Fig.6 Up-to-date gas-insulated circuit breaker of switch facility of TSS
1 – porcelain insulating columns

Механические повреждения шкафов РЗА связаны с чрезмерным размахом их колебаний при землетрясениях. Они могут быть предотвращены дополнительным креплением шкафов, даже если это не предусмотрено проектной документацией.

Ложные срабатывания контактных элементов связаны с недостаточной сейсмостойкостью оборудования. На объекты ЭСХ, расположенные в сейсмически опасных зонах, шкафы РЗА должны поставляться в сейсмостойком исполнении.

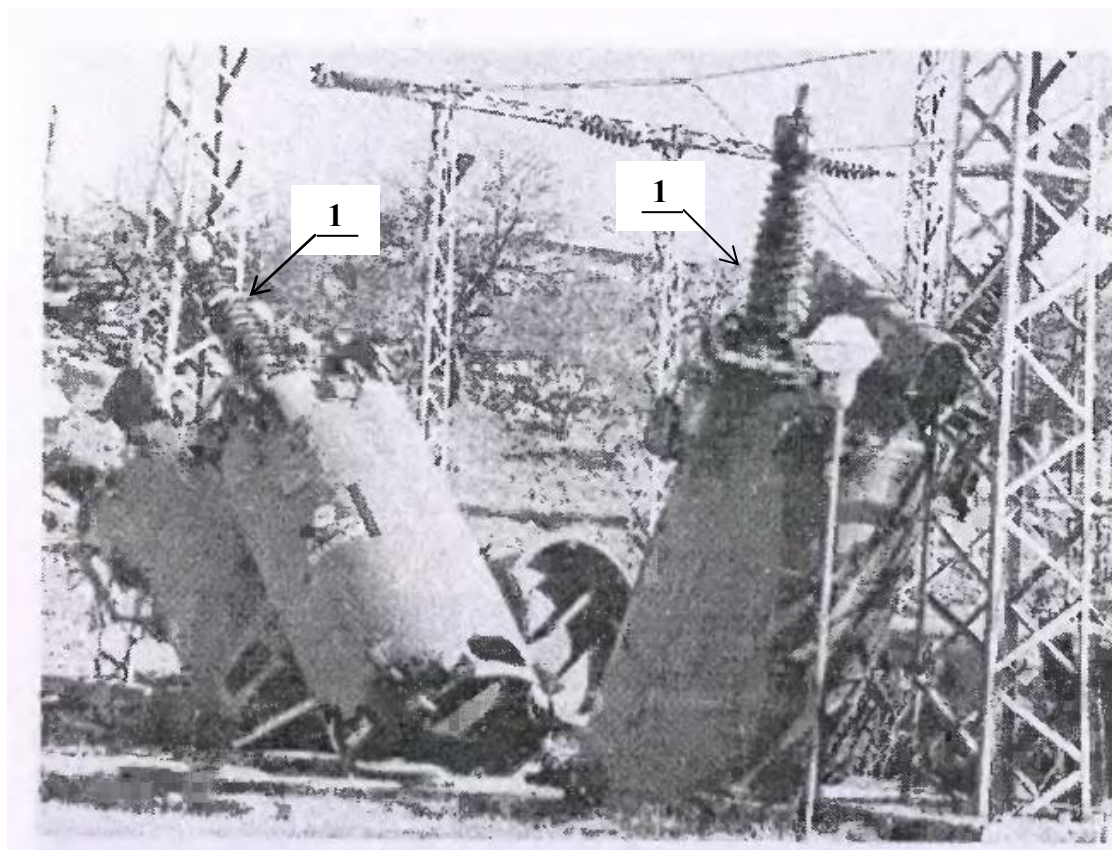


Рис.7 Разрушение масляных выключателей на напряжение 110 кВ при Спитакском землетрясении 1988 г. (Армения)

1 – повреждённые фарфоровые колонки

Fig.7 Break of 110kV oil circuit breakers at Spitak earthquake in 1988 (Armenia)

1 – damaged porcelain columns

5. Заключение

По результатам работы можно сделать следующие выводы.

А. Полученные данные свидетельствуют об уязвимости объектов электросетевого хозяйства при интенсивных сейсмических воздействиях. В ряде случаев аварии, возникающие на ЛЭП, трансформаторных подстанциях сопровождаются пожарами.

Б. Опыт реальных землетрясений показывает, что:

– объекты электросетевого хозяйства обладают меньшей сейсмостойкостью, чем объекты электрогенерации; массовые повреждения электросетевого хозяйства происходят при сейсмических воздействиях, при которых электростанции не испытывают значительных повреждений;

– оборудование электросетевого хозяйства обладает меньшей сейсмостойкостью, чем здания и сооружения, в которых оно установлено: массовые повреждения оборудования электросетевого хозяйства возникают при сейсмических воздействиях, при которых здания и сооружения подстанций получают незначительные повреждения.

В. Актуальной задачей является повышение сейсмостойкости электросетевого хозяйства. Электросетевое хозяйство является элементом систем жизнеобеспечения регионов. Нарушения в работе электросетевого хозяйства усугубляют последствия землетрясения, отсутствие электроснабжения осложняет ликвидацию его последствий. Затраты на повышение сейсмостойкости оборудования электросетевого хозяйства экономически оправданы, т.к. экономический ущерб от нарушения электроснабжения, вызванного недостаточной сейсмостойкостью оборудования объектов электросетевого хозяйства, значительно превышает эти затраты.

Авторы приносят благодарность к.т.н В.Ф.Тимченко, а также специалистам Дальневосточного, Енисейского, Западно-Уральского, Нижне-Волжского, Приокского, Северо-Западного, Северо-Восточного, Северо-Кавказского, Северо-Уральского, Сахалинского и Межрегионального управлений Ростехнадзора, поделившимся ценной информацией по повреждениям объектов электросетевого хозяйства при землетрясениях.

Список литературы

1. Федеральный закон от 26 марта 2003 г. № 35-ФЗ «Об электроэнергетике».
2. Обеспечение сейсмической безопасности энергетических объектов: Исследования, разработки, внедрение. Под. ред. А.Ф. Дьякова. М., НТФ «Энергопрогресс», 2002. – 168с.
3. Клячко М.А. Землетрясение и мы. С-Пб, РИФ «Интеграф», 1999. - 233 с.
4. Землетрясение в Нефтегорске 28 мая 1995 года. –
URL: <https://ria.ru/20150528/1066415862.html>
5. Измитское землетрясение в Турции. –
URL: http://turkhistory.ru/izmitskoe_zemletryasenie.php.
6. Ананьев А.Н., Казновский С.П., Казновский П.С., Лебедев В.И., Чеченов Х.Д. Сейсмическая безопасность атомных станций. М., Изд-во МГТУ, 2011. 230 с.
7. Чтобы сети твердо «стояли на ногах» // Электроэнергия. Передача и распределение. 2016. №4 (37). С. 54-57.
8. Беляев В.С., Демишин С.В., Хакунов В.Х. Сейсмостойкость оборудования на одиночной опоре, частично заглубленной в грунт // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2015. №5. С. 36-43.
9. Шишенин В., Бакин В., Павлов В. Внешнее механическое воздействие. Способы подтверждения стойкости электрооборудования // Новости электротехники. 2004. №2(26). - URL: http://news.elteh.ru/arh/2004/26/07_.php
10. Нефедов С.С., Родин П.А. Анализ кинематики землетрясения на АЭС «Касивадзаки-Карива» // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2015. №2. С. 53-59.
11. Распределительное устройство. –
URL: https://ru.wikipedia.org/wiki/Распределительное_устройство.

References

1. Federal'nyj zakon ot 26 marta 2003 g. № 35-FZ «Ob elektroenergetike».
2. Obespechenie sejsmicheskoy bezopasnosti energeticheskikh ob"ektov: Issledovaniya, razrabotki, vnedrenie. Pod. red. A.F. D'yakova. M., NTF «Energoprogress», 2002. 168 p.
3. Klyachko M.A. Zemletryasenie i my. S-Pb, RIF «Integraf», 1999. - 233 p.
4. Zemletryasenie v Neftegorske 28 maya 1995 goda. –

URL: <https://ria.ru/20150528/1066415862.html>

5. Izmitskoe zemletryasenie v Turcii. –

URL: http://turkhistory.ru/izmitskoe_zemletryasenie.php.

6. Anan'ev A.N., Kaznovskij S.P., Kaznovskij P.S., Lebedev V.I., Chechenov H.D. Sejsmicheskaya bezopasnost' atomnyh stancij. M., Izd-vo MGTU, 2011. 230 p.

7. Chtoby seti tverdo «stoyali na nogah». Elektroenergiya. Peredacha i raspredelenie. 2016, no. 4 (37), pp.54-57

8. Belyaev V.S., Demishin S.V., Hakunov V.H. Sejsmostojost' oborudovaniya na odinochnoj opore, chastichno zaglublennoj v grunt. Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. 2015, no.5, pp. 36-43

9. Shishenin V., Bakin V., Pavlov V. Vneshnee mekhanicheskoe vozdejstvie. Sposoby podtverzhdeniya stojkosti elektrooborudovaniya. Novosti elektrotekhniki. 2004, no. 2(26), pp.

10. Nefedov S.S., Rodin P.A. Analiz kinematiki zemletryaseniya na AES «Kasivadzaki-Kariva». Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij. 2015, no.2, pp. 53-59.

11. Raspredelitel'noe ustrojstvo. –

URL: https://ru.wikipedia.org/wiki/Raspredelitel'noe_ustrojstvo.

Информация об авторах/Information about authors

Калиберда И.В., доктор технических наук, ФБУ «Научно-технический центр Энергобезопасность», Москва, Российская Федерация

I.V.Kaliberda, Dr. Sci,(Eng) Academic Adviser, Federal Budget Institution “Scientific and Engineering Centre for Energy Safety”, Moscow, Russian Federation

Нефёдов С.С., кандидат технических наук, доцент, ФБУ «Научно-технический центр Энергобезопасность», Москва, Российская Федерация

Sergey S. Nefedov, Dr. Sci,(Eng), Ass. Prof., Federal Budget Institution “Scientific and Engineering Centre for Energy Safety”, Moscow, Russian Federation

УДК 699.841

DOI [10.37153/2618-9283-2022-1-64-81](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-1-64-81)

Мониторинг и паспортизация зданий и сооружений

Дистанционный мониторинг эксплуатационной надежности зданий

**Бубис А.А.¹, Абреков З.М.¹, Закарилов З.З.¹, Кахновский А.М.¹, Кодыш В.Э.¹,
Поляков В.С.¹**

¹ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»

Аннотация: Проведен мониторинг объекта – «Здание Transport Tower в г. Нур-Султан, Республика Казахстан» и выполнен анализ динамического поведения конструкций объекта на основании контроля значений параметров (перемещения, скорости и ускорения) горизонтальных колебаний в нескольких уровнях по высоте здания. А также определены динамические характеристики объекта.

Ключевые слова: мониторинг зданий, параметры горизонтальных колебаний, формы горизонтальных изгибно-сдвиговых колебаний, обработка результатов

Для цитирования: Бубис А.А., Абреков З.М., Закарилов З.З., Кахновский А.М., Кодыш В.Э., Поляков В.С. Дистанционный мониторинг эксплуатационной надежности зданий // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022. № 1. С. 64-81.

DOI: [10.37153/2618-9283-2022-1-64-81](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-1-64-81)

Monitoring and certification of seismic constructions

Remote monitoring of operational reliability of buildings

**Alexander A. Bubis¹, Zaur M. Abrekov¹, Zaynalbek Z. Zakrailov¹,
Alexander M. Kahnovskiy¹, Vadim E. Kodysh¹, Vladimir S. Polyakov¹**

¹TSNIISK named after V.A. Kucherenko JSC RCC

Abstract: Monitoring of the Transport Tower Building in Nur-Sultan, Republic of Kazakhstan and performing an analysis of the dynamic behavior of the structures of the facility based on the control of the values of parameters (movement, speed and acceleration) of horizontal oscillations in several levels of the building height.

As well as determining the dynamic characteristics of the object.

Key words: monitoring of buildings, parameters of horizontal vibrations, forms of horizontal bending-shear vibrations, processing of results

For citation: Bubis Alexander A., Abrekov Zaur M., Zakrailov Zaynalbek Z., Kahnovskiy Alexander M., Kodysh Vadim E., Polyakov Vladimir S. Remote monitoring of operational reliability of buildings. *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2022, no. 1, pp. 64-81 (In Russian).

DOI: [10.37153/2618-9283-2022-1-64-81](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-1-64-81)

@ Бубис А.А., Абреков З.М., Закарилов З.З., Кахновский А.М., Кодыш В.Э., Поляков В.С., 2022

Федеральный закон № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [1] и ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения» [2] содержат требования по обеспечению безопасной эксплуатации зданий и сооружений в течение всего предусмотренного проектом периода. Для зданий повышенного уровня ответственности, к которым относятся, в том числе, высотные здания (высота более 100 м), срок эксплуатации должен составлять не менее 100 лет [2]. В процессе эксплуатации, кроме естественной деградации материалов, могут возникать запроектные нагрузки и воздействия, способствующие возникновению дефектов, сокращающих срок службы здания. К их числу относятся сейсмические, климатические, особые воздействия, незапланированные удары, влияние агрессивной среды, коррозия, несоблюдение требований эксплуатации, включая несвоевременное проведение текущих и капитальных ремонтов, и т.п. Отрицательное влияние на долговечность здания могут оказать ошибки, допущенные при инженерно-геологических исследованиях, проектировании и строительстве.

Проверка соответствия зданий особенно повышенного уровня ответственности нормативным требованиям в большинстве случаев осуществлялась путем регулярного проведения детального инструментального обследования технического состояния по ГОСТу 31937-2011 «Правила обследования и мониторинга технического состояния» [3]. Проведение таких детальных обследований является весьма трудоемкой задачей и требует привлечения большого количества высококвалифицированных кадров и значительных финансовых затрат.

В настоящее время все шире внедряется метод анализа и оценки динамических характеристик зданий, позволяющий, в том числе и дистанционно, выявить изменения технического состояния.

Использование данного метода проиллюстрируем на конкретном примере динамического мониторинга здания «Transport Tower», построенного в столице Казахстана г. Нур-Султане (рис. 1-3).

Административный комплекс «Транспорт Тауэр» находится на территории новой части столицы Республики Казахстан г. Нур-Султана.

В помещениях комплекса располагаются Министерство транспорта и коммуникаций и Министерство индустрии и торговли республики. Главный фасад комплекса ориентирован к пешеходной зоне Водно-Зеленого бульвара, который протянулся от президентской резиденции «Ак-Орда» до парка Любви. На первом этаже здания находится атриум, вокруг которого расположены конференц-зал, столовая и различные технологические помещения. Здание увенчано шпилем, высота крайней точки которого превышает 150 метров, имеет 34 этажа, из которых три верхних являются техническими. Внутри комплекса работают 8 скоростных лифтов.

Основной объем здания административно-технологического комплекса «Transport Tower» представляет собой сооружение башенного типа высотой 34 этажа с развитым первым этажом. Основной объем здания имеет форму овала в плане с размерами 28x45 м в разбивочных осях (рис. 2).

Под всем объемом здания расположен цокольный этаж высотой 3,5 м.

С 27 этажа и выше здание имеет скошенную часть (рис. 3). На отметке 128,65 м установлен стальной конусообразный шпиль высотой 24 м.

В основном объеме здания расположены офисные помещения. В уровнях 12, 22 и 32 этажей расположены технические этажи.

Назначение помещений первого этажа — это конференц-залы, столовая, технические помещения (насосные, гаражи и т.д.).

На участке в осях 5–8/Б–Д выполнен атриум от отметки 0,0 м до 15,6 м (с первого по пятый этажи включительно).

В объеме атриума (с первого по пятый этаж включительно) предусмотрен панорамный лифт.

Для обслуживания здания предусмотрено 8 лифтов и две лестницы, расположенные по торцам здания.

Конструктивная схема основного объема здания решена в виде безригельного каркаса с диафрагмами жесткости (см рисунок 1).

В уровне 12, 22 и верхних этажей (28 этаж вдоль буквенных осей и 28, 30-31 этажи вдоль цифровых осей) предусмотрены балки-стенки высотой на этаж.

Диафрагмы жесткости по осям В и Г, а также по осям 5 и 7 выполнены переменного сечения по высоте. До 13 этажа диафрагмы выполнены толщиной 40 см, с 13 этажа до 26 этаж – 30 см, выше – 20 см.

Колонны на участках в осях Д–Е/3–4, А–Б/8–9, колонны 4Б, 8Д, 6А, 6Б, 6Д и 6Е имеют переменное сечение по высоте здания. До 13 этажа колонны выполнены сечением 80х80 см, с 13 по 26 этаж – 60х60 см, выше – 40х40 см. Проектный класс бетона по прочности В 22,5 до 12 этажа, выше – В25.

От отметки 19,05 м до отметки 39,75 м по оси 6 на участке в осях В–Г предусмотрены колонны сечением 40х40 см, которые «подвешены» к промежуточным диафрагмам жесткости технического этажа на отметке 39,75 м. От отметки 43,2 м до отметки 74,25 м эти колонны выполнены сечением 50х50 см, выше отметки 77,7 м – сечением 40х40 см.

Колонны на участке в осях 5–6/В–Г в уровне цокольного этажа выполнены сечением 40х40 см.

Колонны 2Б и 10Д с цокольного этажа до второго этажа включительно и колонны 4/А–Б и 8/Д–Е с цокольного этажа до четвертого этажа включительно выполнены сечением 40х40 см.

Оставшиеся колонны основного объема здания выполнены постоянного сечения 40х40 см.

Плиты перекрытий и покрытий выполнены из монолитного железобетона толщиной 20 см. Плиты армированы верхними и нижними плоскими сетками, дополнительно вдоль цифровых осей по всей площади установлены пространственные каркасы. Вдоль буквенных осей в местах пересечений с колоннами и диафрагмами жесткости установлено армирование из отдельных стержней в верхней и нижней зонах. В верхней зоне плит в местах пересечений с колоннами и диафрагмами жесткости установлено дополнительное армирование в виде сеток и отдельных стержней.

Стены подвала выполнены из монолитного железобетона толщиной 20 см.

Перегородки в здании выполнены в основном гипсокартонными по металлическим профилям.

Поперечные стены лифтовых шахт вдоль цифровых осей, расположенные между осями 3–4, 4–5, 7–8 и 9–10 имеют постоянную толщину на всю высоту здания – 20 см.

Диафрагмы жесткости и стены в лифтовых шахтах армируются пространственными каркасами, объединенными в блоки горизонтальными сдвоенными арматурными стержнями через каждые 0,95-1,1 м.

В соответствии с проектом класс бетона по прочности диафрагм жесткости и стен до отметки 5,25 м составляет В22,5, выше – В25. Класс бетона по прочности диафрагмы по оси В на участке в осях 7–11 от отметки 0,00 м и выше – В25.



Рис. 1 – Здание «Транспорт тауэр»

Fig. 1 – Transport Tower building

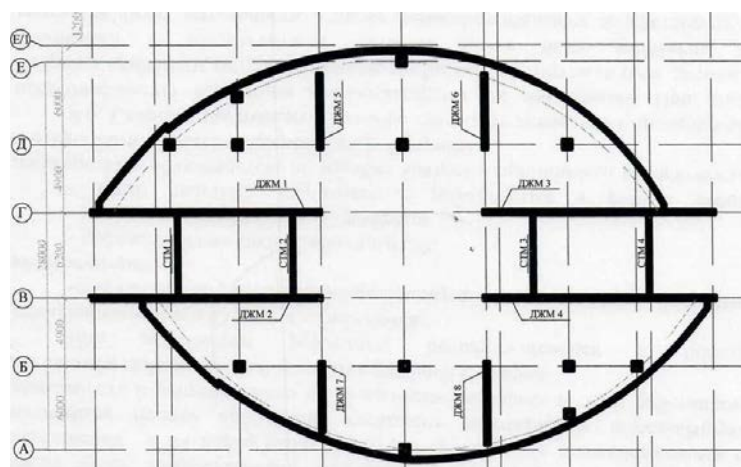


Рис. 2 – План здания

Fig. 2 – Building plan

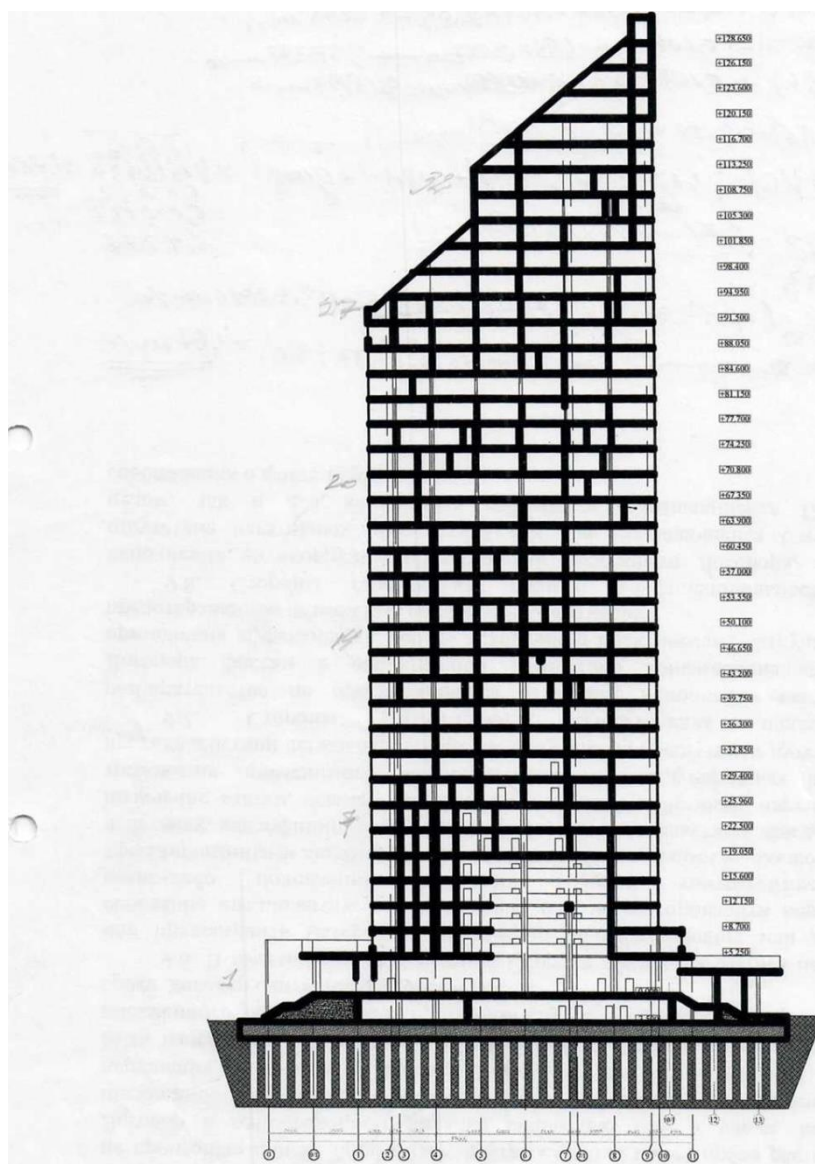


Рис. 3 – Разрез здания

Fig. 3 – Section of the building

Целью работы по проведению мониторинга объекта «Здание Transport Tower в г. Нур-Султане, Республика Казахстан» являлся анализ динамического поведения конструкций объекта на основании контроля значений параметров (перемещения, скорости и ускорения) горизонтальных колебаний в нескольких уровнях по высоте здания.

Кроме того, в процессе работы проводилось определение динамических характеристик объекта (периодов и форм основных собственных колебаний).

Для достижения поставленной цели была установлена станция мониторинга, состоящей из следующих подсистем:

- 1 - подсистемы первичного оборудования, включающей в себя велосиметры ВЭГИК в количестве 6 шт.;
- 2 - подсистемы регистрации, сбора и обработки информации, представленной регистратором DR-4030 в количестве 1 шт.;
- 3 - магистральной подсистемы из кабелей.

Принципиальная схема расстановки акселерометров ВЭГИК на объекте для определения динамических характеристик объекта (периодов и форм горизонтальных колебаний на основных собственных частотах здания) представлена на рисунке 4.

В первый день в каждой из шести точек, указанных на схеме, приведенной на рис. 4 были установлены датчики, регистрирующие скорости горизонтальных колебаний в направлении поперечной оси здания (Y).

На второй день все датчики были перенастроены на регистрацию скоростей горизонтальных колебаний в направлении продольной оси здания (X).

Запись скорости колебаний велась с постоянным шагом оцифровки по времени, равным 0,0025 сек.

Далее для проведения постоянного мониторинга все датчики были перенастроены на регистрацию скоростей колебаний в направлениях X и Y и установлены на трех верхних уровнях здания (на 32, 27 и 20 этажах). Запись скорости колебаний велась с постоянным шагом оцифровки по времени, равным 0,01 сек.

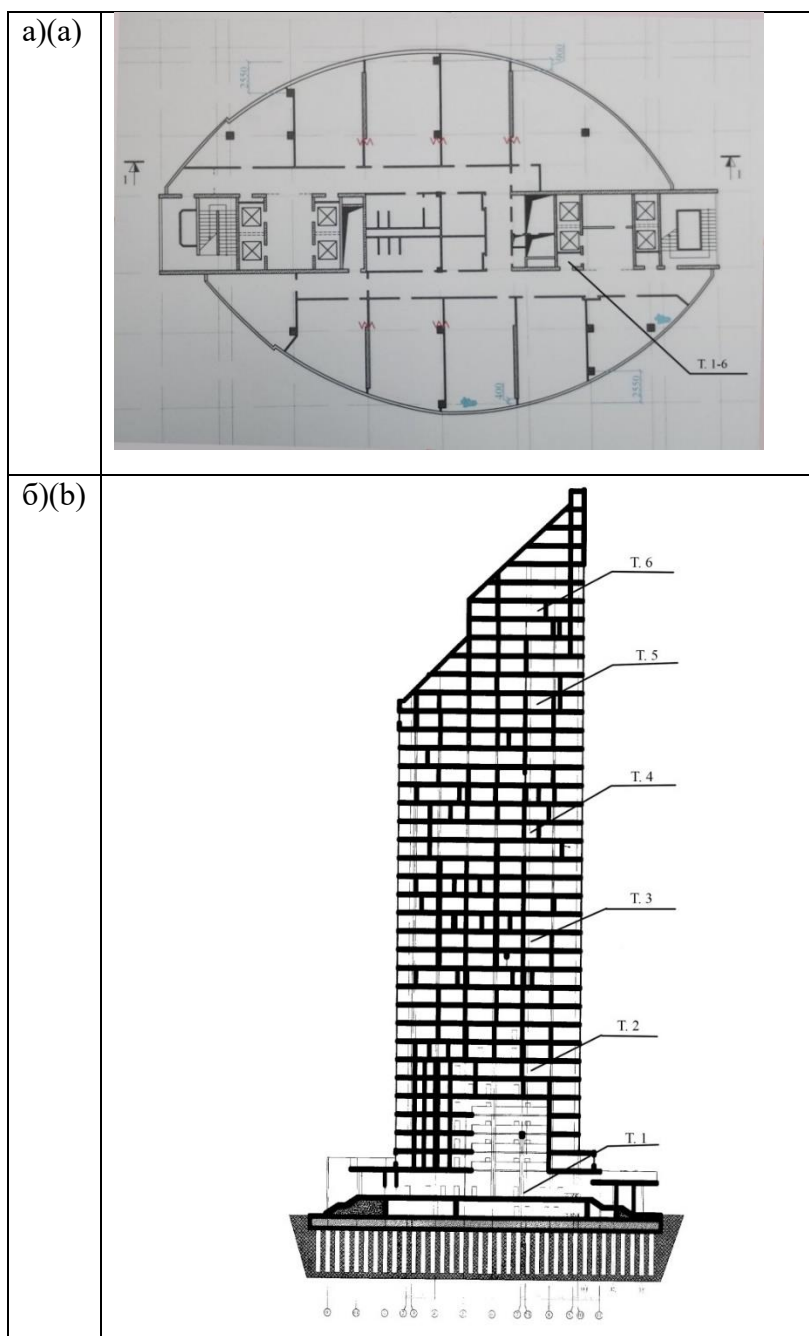


Рис. 4 – Схема расстановки велосиметров ВЭГИК на плане объекта (а) и по его высоте (б)

Fig. 4 – The layout of the velocimeters on the plan of the object (a) and its height (b)

Обработка записей скорости колебаний в точках измерения производилась с помощью пакета прикладных программ «WinПОС», разработанного в НПП «МЕРА». Пакет «WinПОС» предназначен для обработки измерительной информации с помощью стандартных математических и статистических алгоритмов, графического представления данных и документирования.

При проведении обработки записей использовались следующие возможности пакета «WinПОС»:

- цифровая фильтрация (синтезированные фильтры с требуемыми частотными характеристиками);

- арифметические операции над наборами данных, их нормирование и центрирование, тарировка измеряемой информации;
- операции численного интегрирования и дифференцирования;
- вычисление спектров колебаний с применением процедуры БПФ.

После предварительной обработки записей скорости колебаний в диапазоне частот от 0,3 до 10 Гц для каждой записи проводились операции численного интегрирования для получения осциллограмм горизонтальных перемещений в точках проведения измерений и соответственно операции численного дифференцирования для получения осциллограмм горизонтальных ускорений колебаний.

В процессе обработки записей для определения характера колебаний проводился как спектральный, так и визуальный их анализ.

При проведении работ в первые два дня по регистрации колебаний в шести уровнях здания для определения их основных форм по высоте здания и мониторинга в последующие 2 дня персоналом, работающим в здании, колебания не ощущались, что говорит о незначительном ветровом воздействии на здание за этот период времени регистрации его колебаний.

Максимальные значения параметров колебаний здания за указанный выше период времени в диапазоне частот от 0,3 до 5 Гц в точках 4, 5 и 6 расположенных в уровне 32, 27 и 20 этажей здания приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Максимальные значения параметров колебаний здания

Table 1 – Maximum values of building vibration parameters

№ этажа	Направление регистрации колебаний	Максимальные значения параметров колебания здания		
		скорость, мм/с	перемещение, мм	ускорение, см/с ²
32	X	1,1	0,21	0,94
	Y	2,4	0,84	1,3
27	X	0,65	0,17	0,36
	Y	2,1	0,73	0,97
20	X	0,99	0,19	1,0
	Y	1,6	0,48	1,4

На рис. 5 приведены спектры скорости горизонтальных колебаний в уровне 32, 27 и 20 этажей здания, полученные в результате обработки записи мониторинга колебаний с во 2-й и 3-й дни длительностью ~14 часов. По спектрам видно, что основные колебания здания в направлении продольной оси происходят на частоте 0,59 Гц (период колебаний 1,69 сек), а соответственно в направлении поперечной оси на частоте 0,41 Гц (период колебаний 2,44 сек).

На рис. 6 приведены нормированные формы горизонтальных изгибно-сдвиговых колебаний несущих конструкций здания на основных значимых частотах колебаний и соответствующие классическому представлению о первой и второй формах собственных колебаний консольного стержня.

Нормированные формы получены путем обработки записей выполненных в первый и второй дни при регистрации колебаний в шести уровнях здания.

На рис. 7 приведены аналогичные нормированные формы, полученные путем обработки записей колебаний на 32, 27 и 20 этажах, выполненных в процессе длительного мониторинга (запись № 1).

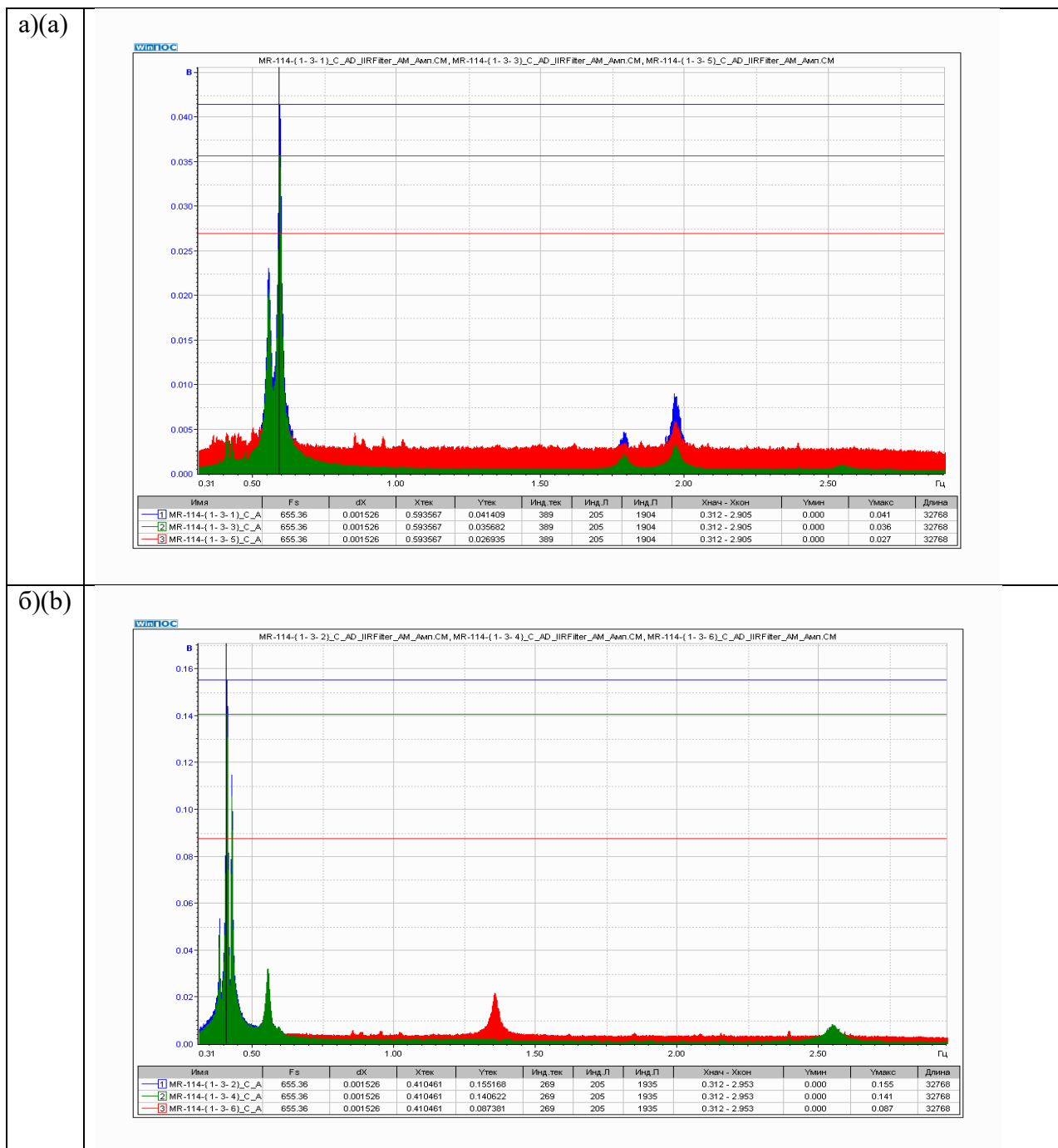


Рис. 5 – Спектры скорости колебаний в уровне 32, 27 и 20 этажей здания в направлении его продольной оси X (а) и поперечной оси Y (б)

Fig. 5 – The spectra of the oscillation velocity at the level of 32, 27 and 20 floors of the building in the direction of its longitudinal axis X (a) and transverse axis Y (b)

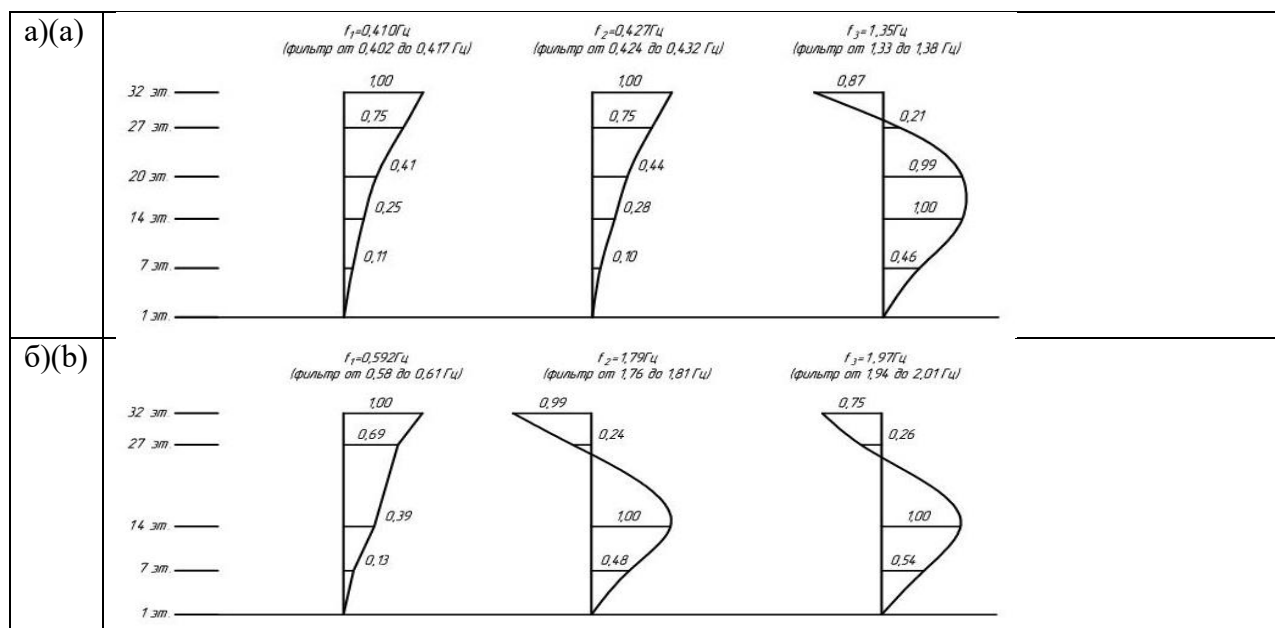


Рис. 6 – Нормированные формы основных типов горизонтальных изгибно-сдвиговых колебаний несущих конструкций здания по записям колебаний за первые 2 дня (а – по Y, б – по X)

Fig. 6 – Normalized forms of the main types of horizontal flexural-shear vibrations of the bearing structures of the building according to the records of vibrations for the first 2 days (a – by Y, b – by X)

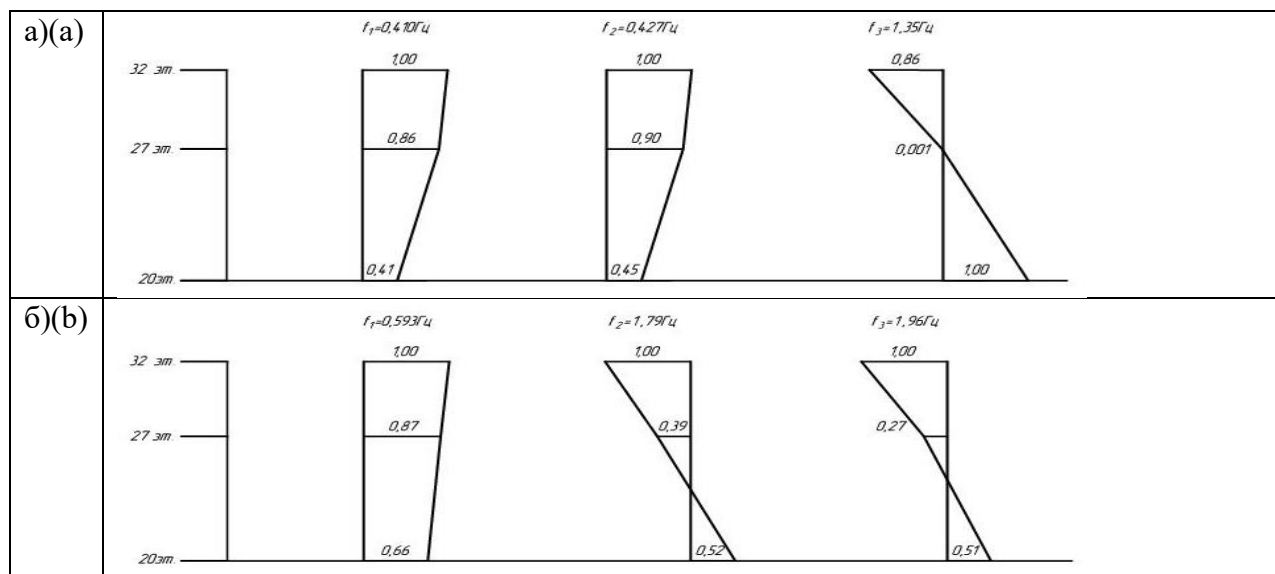


Рис. 7 – Нормированные формы основных типов горизонтальных изгибно-сдвиговых колебаний несущих конструкций здания по записям колебаний за последующие дни (а – по Y, б – по X)

Fig. 7 – Normalized forms of the main types of horizontal flexural-shear vibrations of the bearing structures of the building according to the records of vibrations for the following days (a – by Y, b – by X)

Сравнивая формы колебаний на рис. 6 и рис. 7 необходимо отметить, что для верхних этажей здания между 4 и 6 уровнями характер форм несколько изменился, что, возможно, вызвано разным распределением ветровой нагрузки по высоте здания в разные временные интервалы записей.

В процессе проведения долговременного мониторинга было получено 26 записей скорости горизонтальных колебаний в уровне 32, 27 и 20 этажей здания вдоль его продольной (X) и поперечной (Y) осей. Длительность каждой записи была переменной и менялась от ~ 14 до ~ 70 часов.

На рис. 8 в качестве примера приведены осциллограммы скорости колебаний в уровне 32, 27 и 20 этажей здания в направлении его поперечной оси Y (запись 10). На рис. 6 приведен фрагмент этих осциллограмм за период возникновения максимальных колебаний (при максимальной скорости порывов ветра 21 м/с) и соответствующие им спектры.

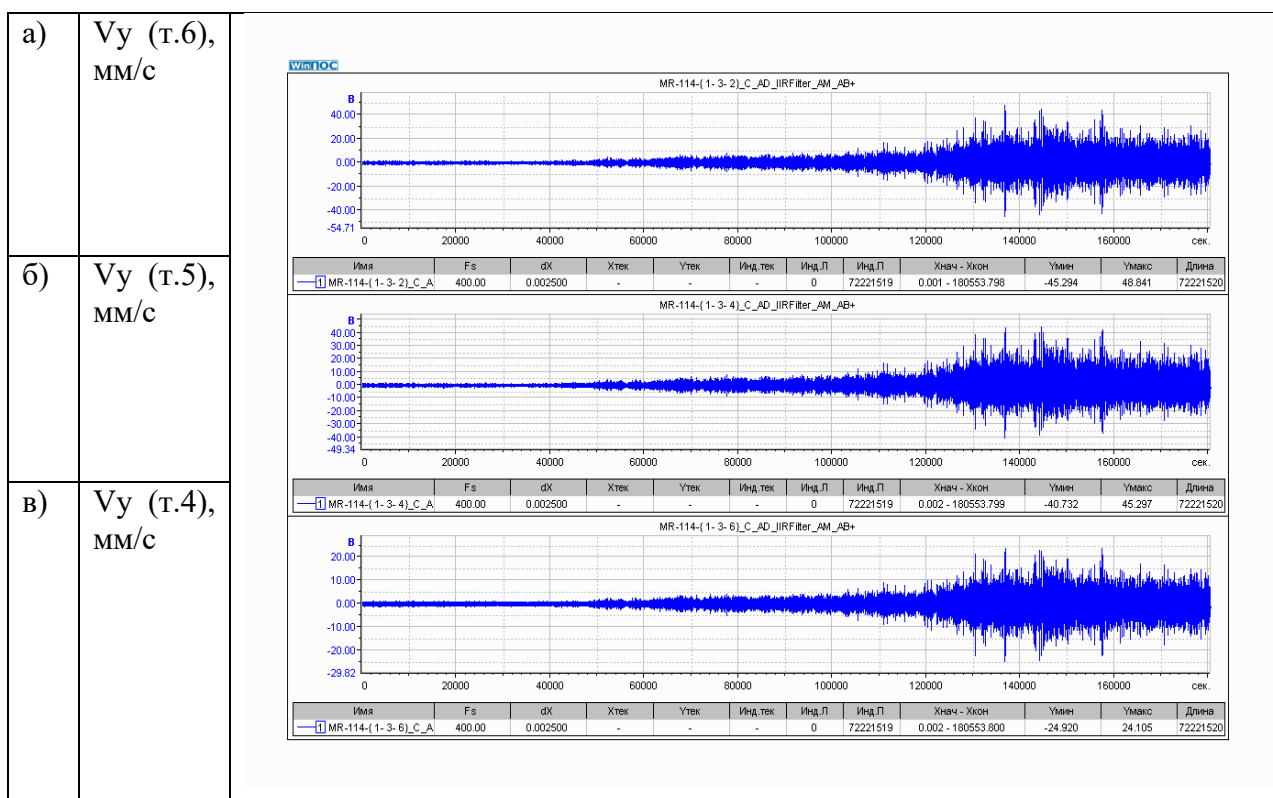


Рис. 8 – Осциллограммы скорости горизонтальных колебаний в уровне 32 (а), 27(б) и 20(в) этажей здания в направлении его поперечной оси Y (запись 10)

Fig. 8 – Waveforms of the horizontal oscillation velocity at the level of 32 (a), 27 (b) and 20 (c) floors of the building in the direction of its transverse Y axis (entry 10)

Из рис. 8 видно, что ближе к концу записи произошло значительное усиление колебаний конструкций здания, а в начальной части записи соответствующие колебания имеют значения близкие к значениям, приведенным в таблице 1.

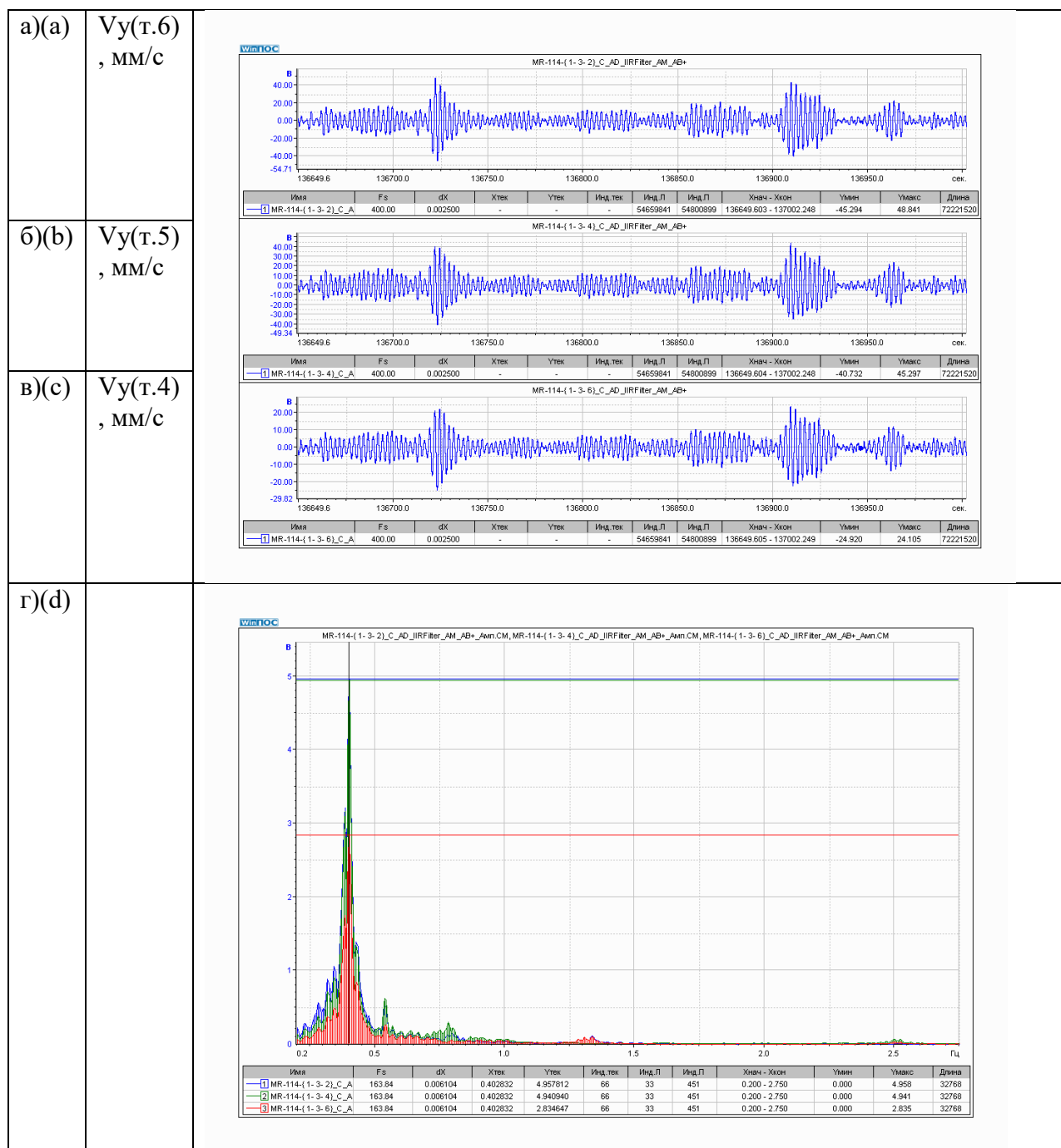


Рис. 9 – Фрагмент осциллограмм скорости горизонтальных колебаний в уровне 32(а), 27(б) и 20(в) этажей здания в направлении его поперечной оси Y (запись 10) и соответствующие спектры (г)

Fig. 9 – A fragment of the oscillogram of the velocity of horizontal oscillations at the level of 32 (a), 27 (b) and 20 (c) floors of the building in the direction of its transverse Y axis (entry 10) and the corresponding spectra (d)

По спектрам на рис. 9г видно, что основные колебания здания в направлении поперечной оси (Y) происходят на частоте 0,4 Гц (период колебаний 2,5 сек).

В направлении продольной оси (X) основные колебания здания происходят на частоте 0,59 Гц (период колебаний 1,69 сек).

В сводной таблице 2 приведены данные о времени начала и конца (по местному времени) указанных выше 26 записей, максимальные значения скорости горизонтальных колебаний по каждой записи в уровне 32 этажа здания (т.6). Кроме того, в таблице 2 приведены сведения метеослужбы о максимальных порывах ветра в период возникновения этих максимальных колебаний в направлении оси Y.

Необходимо отметить, что за время проведения мониторинга колебаний в здании скорость максимальных порывов ветра по данным метеослужбы достигала 21-23 м/с в период проведения метеоизмерений между сроками в 21 час 26.01.2020 и в 06 часов 27.01.2020 (по местному времени).

Указанное выше событие произошло во время выполнения записи 12, при которой, начиная с 22 часов 45 минут 26.01.2020 скорость колебаний здания в точках измерения на 32 и 27 этажах в направлении оси Y превысила возможный для записи колебаний динамический диапазон установленных велосиметров. При этом на 20 этаже (т.4) в направлении оси Y и в точках измерения в направлении оси X (т.4, т.5 и т.6) были получены полноценные записи скорости колебаний здания.

В таблице 2 для записи 12 приведено максимальное значение скорости горизонтальных колебаний в уровне 32 этажа здания в направлении оси Y, зарегистрированное перед моментом начала действия ограничений, определяемых конструкцией велосиметра.

Таблица 2 – максимальное значение скорости горизонтальных колебаний в уровне 32 этажа здания в направлении оси Y

Table 2 – the maximum value of the horizontal oscillation velocity at the level of the 32nd floor of the building in the direction of the Y axis

№ записи	Дата / время записи		Максимальное значение скорости колебаний, мм/с		Максимальный порыв ветра, м/с
	начало	конец	V _X	V _Y	
1	28.11.2019/20:06	29.11.2019/09:57	1,0	2,7	5
2	03.12.2019/16:35	04.12.2019/11:06	1,0	2,6	4
3	04.12.2019/11:06	05.12.2019/15:02	1,4	5,2	7
4	05.12.2019/15:03	06.12.2019/17:49	2,0	8,5	9
5	06.12.2019/18:06	09.12.2019/11:27	4,3	37	13
6	09.12.2019/11:39	10.12.2019/17:27	1,3	1,3	2
7	10.12.2019/17:28	13.12.2019/11:57	1,1	1,8	4
8	15.01.2020/17:30	16.01.2020/15:30	1,2	4,0	7
9	16.01.2020/15:37	19.01.2020/00:34	6,6	39	15
10	21.01.2020/12:50	23.01.2020/14:59	7,2	47	21
11	23.01.2020/15:22	24.01.2020/19:23	5,1	31	15
12	24.01.2020/19:23	27.01.2020/17:40	12	> 48	23
13	27.01.2020/17:44	28.01.2020/10:28	2,9	18	15
14	28.01.2020/10:28	29.01.2020/13:24	2,8	11	15
15	29.01.2020/16:29	30.01.2020/11:59	0,9	1,1	4
16	30.01.2020/12:03	03.02.2020/11:41	1,1	2,9	5
17	03.02.2020/11:44	05.02.2020/15:32	1,9	7,1	12
18	05.02.2020/15:32	06.02.2020/12:25	2,4	17	14
19	06.02.2020/12:25	07.02.2020/17:02	3,1	16	13
20	10.02.2020/11:20	11.02.2020/11:28	1,4	2,8	5
21	11.02.2020/11:29	13.02.2020/10:36	1,6	6,2	9
22	13.02.2020/10:36	15.02.2020/13:25	4,1	18	16
23	19.02.2020/10:53	20.02.2020/10:19	1,1	4,4	11
24	24.02.2020/15:45	25.02.2020/11:44	0,9	3,2	
25	25.02.2020/11:51	26.02.2020/16:09	2,7	14	
26	26.02.2020/16:09	27.02.2020/12:40	6,5	34	

В таблице 3 приведены максимальные значения параметров горизонтальных колебаний по осям X и Y здания для записей 5, 9, 10, 11, 12 и 26 (при которых достигались существенные амплитуды колебаний) в точках 6, 5 и 4, расположенных в уровне 32, 27 и 20 этажей здания.

Таблица 3 – максимальные значения параметров горизонтальных колебаний по осям X и Y здания для записей 5, 9, 10, 11, 12 и 26

Table 3 – maximum values of horizontal oscillation parameters along the X and Y axes of the building for entries 5, 9, 10, 11, 12 and 26

№ записи	Направление регистрации колебаний	№ этажа	Максимальные значения параметров колебания здания		
			скорость, мм/с	перемещение, мм	ускорение, см/с ²
5	X	32	4,3	1,3	1,9
		27	4,0	1,1	1,5
		20	3,4	0,92	1,4
	Y	32	37	13	9,3
		27	37	13	9,7
		20	19	6,8	5,1
9	X	32	6,6	1,9	2,8
		27	5,6	1,6	2,3
		20	4,7	1,3	1,8
	Y	32	39	14	10
		27	35	13	9,6
		20	20	7,1	6,5
10	X	32	7,2	2,0	3,0
		27	6,1	1,7	2,3
		20	5,2	1,4	2,2
	Y	32	47	19	13
		27	43	15	13
		20	25	9,2	7,2
11	X	32	5,1	1,3	2,0
		27	4,3	1,1	1,6
		20	3,5	1,0	1,5
	Y	32	31	11	8,5
		27	31	11	9,2
		20	17	6,1	5,1
12	X	32	12	3,3	4,5
		27	10	2,9	3,8
		20	8,5	2,4	3,2
	Y	20	38	14	11
26	X	32	6,5	1,9	2,6
		27	5,5	1,6	2,1
		20	4,6	1,3	1,7
	Y	32	34	12	8,7
		27	35	12	9,3
		20	17	6,2	5,0

Согласно СП РК 3.02-02-2008 «Проектирование многофункциональных высотных зданий и комплексов. Приложение 5. Ветровые нагрузки. П.5.11 [4] и СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Приложение В.3 Динамическая комфортность» [5] максимальные ускорения колебаний на этажах здания не должны превышать 0,08 м/с². Из таблицы 3 следует, что максимальные ускорения колебаний на 32 и 27 этажах превышают допустимые из соображений комфортности пребывания людей в здании уже при порывах

ветра 13-15 м/с, а при порывах ветра 23 м/с соответственно и на 20 этаже здания (в таблице 3 значения ускорения колебаний, превышающие величину $0,08 \text{ м/с}^2$ выделены «жирным» шрифтом).

В таблице 4 приведены оценочные значения параметров максимальных горизонтальных колебаний по оси Y здания для записи 12 в точках 6 и 5 расположенных в уровне 32 и 27 этажей здания, полученные путем вычисления с использованием корреляционной связи с соответствующими значениями, зарегистрированными на 20 этаже здания и приведенных в таблице 3.

Таблица 4 – оценочные значения параметров максимальных горизонтальных колебаний по оси Y здания для записи 12 в точках 6 и 5

Table 4 – estimated values of the parameters of the maximum horizontal oscillations along the Y axis of the building for record 12 at points 6 and 5

№ этажа	Направление регистрации колебаний	Максимальные значения параметров колебания здания		
		скорость, мм/с	перемещение, мм	ускорение, см/с^2
32	Y	73	27	19
27		71	26	20
20		38	14	11

Выводы

1. Выполнены работы по оборудованию станции для мониторинга горизонтальных колебаний несущих конструкций объекта – «Здание Transport Tower в г. Нур-Султане, Республика Казахстан».
2. По результатам обработки записей скорости колебаний в точках измерения установлено, что основные колебания в здании происходят в направлении его поперечной оси на частоте 0,41 Гц (период колебаний 2,44 сек), а в направлении продольной оси, соответственно, на частоте 0,59 Гц (период колебаний 1,69 сек).
3. Получены нормированные формы горизонтальных изгибно-сдвиговых колебаний несущих конструкций здания на основных значимых частотах колебаний.
4. В процессе проведения мониторинга объекта было получено 26 записей скорости горизонтальных колебаний в уровне 32, 27 и 20 этажей здания вдоль его продольной и поперечной осей. Длительность каждой записи была переменной и менялась от ~ 14 до ~ 70 часов. При этом по метеоданным за время мониторинга максимальная скорость порыва ветра менялась от 2 до 23 м/с.
5. Максимальные значения параметров горизонтальных колебаний в уровне 32 этажа здания в поперечном направлении здания составили: скорость – 73 мм/с, перемещение – 27 мм и ускорение – 19 см/с^2 .
6. Максимальные значения параметров горизонтальных колебаний в уровне 32 этажа здания в продольном направлении здания составили: скорость – 12 мм/с, перемещение – 3.3 мм и ускорение – $4,5 \text{ см/с}^2$.
7. Обработка записей колебаний здания, полученных в процессе мониторинга, показала, что максимальные ускорения колебаний на верхних этажах здания превышают допустимые из соображений комфортности пребывания людей в здании уже при порывах ветра 13-15 м/с.

Список литературы

1. Федеральный закон № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»
2. ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения»
3. ГОСТ 31937-2011 «Правила обследования и мониторинга технического состояния»
4. СП РК 3.02-02-2008 «Проектирование multifunctionальных высотных зданий и комплексов. Приложение 5. Ветровые нагрузки. П.5.11
5. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Приложение В.3 Динамическая комфортность»

References

1. Federal Law No. 384-FZ "Technical Regulations on the safety of buildings and structures"
2. GOST 27751-2014 "Reliability of building structures and foundations. Basic provisions"
3. GOST 31937-2011 "Rules of inspection and monitoring of technical condition"
4. SP RK 3.02-02-2008 "Design of multifunctional high-rise buildings and complexes. Appendix 5. Wind loads. Item 5.11"
5. SP 20.13330.2016 Loads and impacts. Appendix B.3 Dynamic comfort"

Информация об авторах/Information about authors

Бубис Александр Александрович, зам. руководителя ЦИСС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация
Alexander. A. Bubis, deputy chief of Structures Earthquake Resistance Research Center of TSNIISK named after V.A.Kucherenko of JSC RCC. Moscow, Russian Federation

Абреков Заур Муратович, м.н.с. ЛССИМС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация elgor1991@mail.ru
Zaur M. Abrekov, junior researcher, LSSIMS TSNIISK named after V.A.Kucherenko JSC RCC. Moscow, Russian Federation elgor1991@mail.ru

Закраилов Зайналбек Зайндиевич, к.т.н., зав. лабораторией испытания конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация
Zaynalbek Z. Zakrailov, PhD of engineering, head of Laboratory of testing of the structures of TSNIISK named after V.A.Kucherenko of JSC RCC. Moscow, Russian Federation

Кахновский Александр Михайлович, к.т.н., в.н.с. Испытательной лаборатории ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация aleckxdark@yandex.ru
Alexander M. Kahnovskiy, PhD of engineering, leading researcher of Testing laboratory of TSNIISK named after V.A. Kucherenko JSC RCC. Moscow, Russian Federation aleckxdark@yandex.ru

Кодыш Вадим Эмильевич, к.т.н., н.с. ЛССИМС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация entvacancy@mail.ru

Vadim E. Kodysh, PhD of engineering, researcher of LSSIMS TSNIISK named after V.A. Kucherenko JSC RCC. Moscow, Russian Federation entvacancy@mail.ru

Поляков Владимир Святославович, к.т.н., в.н.с. ЛССИМС ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация
polydynamic@gmail.com

Vladimir S. Polyakov, PhD of engineering, leading researcher of LSSIMS TSNIISK named after V.A. Kucherenko JSC RCC. Moscow, Russian Federation polydynamic@gmail.com