

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

ГЛАВНЫЙ РЕДАКТОР

Рынкoвская М.И., канд. техн. наук, РУДН, Москва, Россия

ЗАМЕСТИТЕЛИ ГЛАВНОГО РЕДАКТОРА

Ерофеев В.Т., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., МГУ им. Н.П. Огарева, Саранск, Россия

Евкин А., д-р техн. наук, проф., независимый исследователь, Торонто, Канада

ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЙ РЕДАКТОР

Мамиева И.А., РУДН, Москва, Россия

ЧЛЕНЫ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ:

Агапов В.П., д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Андреев В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Баженов В.А., акад. НАПН, д-р техн. наук, проф., КНУСА, Киев, Украина

Ванин В.В., д-р техн. наук, проф., КПИ им. Игоря Сикорского, Киев, Украина

Варум У., д-р философии, проф., Университет Порту, Порту, Португалия

Войцкий З., проф., Вроцлавский научно-технический университет, Вроцлав, Польша

Зверьев Е.М., д-р техн. наук, проф., ИПМ РАН, Москва, Россия

Иванов С.П., д-р техн. наук, проф., ПГТУ (ВолгаТех), Йошкар-Ола, Россия

Карпенко Н.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИСФ РААСН, Москва, Россия

Какоби С., д-р философии, проф., Технологический университет ПЕТРОНАС, Перак, Малайзия

Колчунов В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ЮЗГУ, Курск, Россия

Красич Соня, канд. техн. наук, Нишский университет, Ниш, Сербия

Лисичкин С.Е., д-р техн. наук, ООО «ИЦСКТЭ», Москва, Россия

Ляхович Л.С., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ТГАСУ, Томск, Россия

Магуле Ф., проф., Высшая инженерная школа «Централь Сюпелек», Университет Париж-Сакли, Франция

Мендонка П., д-р философии, Архитектурная школа, Университет Минью, Брага, Португалия

Санжаровский Р.С., д-р техн. наук, проф., ЕНУ им. Гумилева, Астана, Казахстан

Сантос Р., исследователь, Национальная лаборатория строительной техники, Лиссабон, Португалия

Травуш В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ЭНПИ, Москва, Россия

Якутов Н.М., чл.-корр. РИА, д-р техн. наук, проф., ИММ ФИЦ КазНЦ РАН, Казань, Россия

СОДЕРЖАНИЕ

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

- Мануйлов Г.А., Косицын С.Б., Грудцына И.Е.* Геометрически нелинейный расчет на устойчивость подкрепленной пластины с учетом взаимодействия собственных форм выпучивания 3
- Белостоцкий А.М., Дмитриев Д.С., Петряшев С.О., Нагибович Т.Е.* Расчетная оценка влияния геометрических отклонений от проекта на параметры механической безопасности многоярусных промышленных металлоконструкций (этажерок) в рамках научно-технического сопровождения строительства 19

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

- Бабский А.Е., Лалин В.В., Олейников И.И., Тарасов В.А.* Сейсмостойкость виброизолированных фундаментов турбоагрегатов в зависимости от частотного состава сейсмического воздействия 30

ГЕОМЕТРИЯ СРЕДИННЫХ ПОВЕРХНОСТЕЙ ОБОЛОЧЕК

- Романова В.А., Страинов С.В.* Моделирование и визуализация образования плоскоугольного додекаэдра в системе AutoCAD 42

АНАЛИТИЧЕСКИЕ И ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ

- Алёшина О.О., Иванов В.Н., Кахамарка-Сунига Д.* Анализ напряженного состояния оболочки одинакового ската при действии равномерно распределенной касательной нагрузки различными методами 51
- Ghimire K., Chaulagain H.* Common irregularities and its effects on reinforced concrete building response 63

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

- Galishnikova V.V., Heidari A., Chiadighikaobi P.C., Muritala A.A., Emiri D.A.* Ductility and flexure of lightweight expanded clay basalt fiber reinforced concrete slab (Пластичность и изгиб облегченной керамзитобетонной плиты, армированной базальтовым волокном) 74
- Паценко Ф.А.* Экспериментальные исследования влияния характера нагрузок на напряженно-деформированное состояние подпорных стенок 82

РЕЦЕНЗИИ

- Римшин В.И.* Рецензия на книгу: Баширов Х.З., Колчунов В.И., Федоров В.С., Яковенко И.А. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений: монография. М.: Издательство АСВ, 2017. 248 с. ... 92

Редактор Ю.А. Заикина
Дизайн обложки: Ю.Н. Ефремова
Компьютерная верстка: Ю.А. Заикина

Адрес редакции:

Российский университет дружбы народов
Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; тел./факс: +7 (495) 955-08-28; e-mail: stmj@rudn.ru; i_mamieva@mail.ru

Подписано в печать 19.02.2021. Выход в свет 26.02.2021. Формат 60×84/8.

Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 11,16. Тираж 250 экз. Заказ № 24. Цена свободная.

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Российский университет дружбы народов»
Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6

Отпечатано в типографии ИПК РУДН

Российская Федерация, 115419, Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3

STRUCTURAL MECHANICS OF ENGINEERING CONSTRUCTIONS AND BUILDINGS

2021 VOLUME 17 No. 1

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-1

<http://journals.rudn.ru/structural-mechanics> (Open Access)

Founded in 2005

by Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University)

ISSN 1815-5235 (Print), 2587-8700 (Online)

Published 6 times a year.

Languages: Russian, English.

Indexed by RSCI, Russian Index of Science Citation, Cyberleninka, DOAJ, EBSCOhost, Google Scholar, Ulrich's Periodicals Directory, WorldCat, Dimensions.

The journal has been included in the list of the leading review journals and editions of the Highest Certification Committee of Ministry of Education and Science of Russian Federation in which the basic results of PhD and Doctoral Theses are to be published.

Review-and-analytic and scientific-and-technical peer-reviewed journal "Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings" shows the readers round the achievements of Russian and foreign scientists in the area of geometry of spatial structures, strength of materials, structural mechanics, theory of elasticity and analysis of building and machine-building structures, illuminates the problems of scientific-and-technic progress in building and machine-building, publishes analytic reviews on the aims and scope of the journal.

The journal website contains full information about the journal, editorial policy and ethics, requirements for the preparation and publication of the articles, etc., as well as full-text issues of the journal since 2008 (Open Access).

EDITORIAL BOARD

EDITOR-IN-CHIEF

Marina I. Rynkovskaya, PhD of Technical Science, RUDN University, Moscow, Russia

ASSISTANT EDITORS-IN-CHIEF

Vladimir T. Erofeev, member of the RAACS, DSc, Professor, Ogarev Mordovia State University, Saransk, Russia

Alex Yevkin, DSc, Professor, independent scientist, Toronto, Canada

MANAGING EDITOR

Iraida A. Mamieva, RUDN University, Moscow, Russia

MEMBERS OF EDITORIAL BOARD:

Vladimir P. Agapov, DSc, Professor, NRU MGSU, Moscow, Russia

Vladimir I. Andreev, chairman, member of the RAACS, DSc, Professor, NRU MGSU, Moscow, Russia

Viktor A. Bazhenov, member of the NAES of Ukraine, DSc, Professor, KNUCA, Kiev, Ukraine

Sergey P. Ivanov, DSc, Professor, VSUT (Volga Tech), Yoshkar-Ola, Russia

Saeid Kakooei, PhD, senior lecturer, Universiti Teknologi PETRONAS, Seri Iskandar, Malaysia

Nikolay I. Karpenko, member of the RAACS, DSc, Professor, NISF RAACS, Moscow, Russia

Vitaliy I. Kolchunov, member of the RAACS, DSc, Professor, SWSU, Kursk, Russia

Sonja Krasic, PhD of Technical Science, University of Nis, Nis, Serbia

Sergey E. Lisichkin, DSc, Scientific Research Institute of Energy Structures, Moscow, Russia

Leonid S. Lyakhovich, member of the RAACS, DSc, Professor, TSUAB, Tomsk, Russia

Fredéric Magoulès, DSc, Professor, Centrale Supélec, Université Paris-Saclay, France

Paulo Mendonca, Associate Professor, Architecture School, University of Minho, Braga, Portugal

Rudolf S. Sanjarovskiy, DSc, Professor, L.N. Gumilyov ENU, Astana, Kazakhstan

Ricardo Santos, PhD in Civil Engineering, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal

Vladimir I. Travush, member of the RAACS, DSc, Professor, ENPI, Moscow, Russia

Vladimir V. Vanin, DSc, Professor, NTUU KPI, Kiev, Ukraine

Humberto Varum, Full Professor, University of Porto, Porto, Portugal

Zbigniew Wójcicki, Professor, Wrocław University of Science and Technology, Wrocław, Poland

Nukh M. Yakupov, corresponding member of the Russian Academy of Engineering, DSc, Professor, IME of FIC KazanSC of RAS, Russia

Evgeniy M. Zveryaev, DSc, Professor, KIAM RAS, Moscow, Russia

CONTENTS

ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

- Manuylov G.A., Kositsyn S.B., Grudtsyna I.E.* Influence of cover splices on the stress-strain state of plate-ribbed wood-composite panels 3
- Belostotsky A.M., Dmitriev D.S., Petryashev S.O., Nagibovich T.E.* Calculated assessment of the impact of geometric deviations from the design on the parameters of mechanical safety of building metal structures within the framework of scientific and technical support for construction 19

SEISMIC RESISTENCE

- Babsky A.E., Lalin V.V., Oleinikov I.I., Tarasov V.A.* Seismic stability of vibration-insulated turbine foundations depending on the frequency composition of seismic impact 30

GEOMETRICAL INVESTIGATIONS OF MIDDLE SURFACES OF SHELLS

- Romanova V.A., Strashnov S.V.* Modeling and visualizing of the formation of a snub dodecahedron in the AutoCAD system 42

ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS

OF ANALYSIS OF STRUCTURES

- Aleshina O.O., Ivanov V.N., Cajamarca-Zuniga D.* Stress state analysis of an equal slope shell under uniformly distributed tangential load by different methods 51
- Ghimire K., Chaulagain H.* Common irregularities and its effects on reinforced concrete building response 63

EXPERIMENTAL RESEARCHES

- Galishnikova V.V., Heidari A., Chiadighikaobi P.C., Muritala A.A., Emiri D.A.* Ductility and flexure of lightweight expanded clay basalt fiber reinforced concrete slab 74
- Pashchenko F.A.* Experimental-theoretical studies of hydrotechnical angular-type retaining walls 82

REVIEWS

- Rimshin V.I.* Book review: Bashirov Kh.Z., Kolchunov V.I., Fedorov V.S., Yakovenko I.A. Zhelezobetonnye sostavnye konstruksii zdaniy i sooruzhenii [Reinforced concrete composite constructions of buildings and structures]. Moscow: ASV Publishing House; 2017 92

Copy Editor Iu.A. Zaikina
Graphic Designer Iu.N. Efremova
Layout Designer Iu.A. Zaikina

Address of the Editorial Board:

Peoples' Friendship University of Russia
6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; tel./fax: +7 (495) 955-08-28; e-mail: stmj@rudn.ru; i_mamieva@mail.ru

Printing run 250 copies. Open price

Peoples' Friendship University of Russia
6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation

Printed at Publishing House of RUDN University
3 Ordzhonikidze St, Moscow, 115419, Russian Federation

© Peoples' Friendship University of Russia, 2021
© Kireev S.A., photo on the cover of the journal
(Russian Bridge, Vladivostok, Russia), 2021

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-1-3-18
УДК 539.3

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Геометрически нелинейный расчет на устойчивость подкрепленной пластины с учетом взаимодействия собственных форм выпучивания

Г.А. Мануйлов, С.Б. Косицын, И.Е. Грудцына*

Российский университет транспорта, Российская Федерация, 127994, Москва, ул. Образцова, д. 9
*grudtsyna_ira90@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 21 ноября 2020 г.

Доработана: 22 января 2021 г.

Принята к публикации: 30 января 2021 г.

Для цитирования

Мануйлов Г.А., Косицын С.Б., Грудцына И.Е. Геометрически нелинейный расчет на устойчивость подкрепленной пластины с учетом взаимодействия собственных форм выпучивания // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 1. С. 3–18. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-3-18>

Аннотация. Цели работы – подробное рассмотрение в геометрически нелинейной постановке этапов равновесного поведения сжатой подкрепленной пластины с учетом взаимодействия общей формы выпучивания и местных форм волнообразования в пластине или в подкрепляющих ребрах, сравнение результатов полуаналитического решения системы нелинейных уравнений с результатами численного решения на МКЭ-комплексе Patran-Nastran задачи о докритическом и послекритическом равновесии сжатой подкрепленной пластины. Методы. Использовались геометрически нелинейный анализ полей перемещений, деформаций и напряжений, вычисление собственных форм выпучивания и построение бифуркационных решений и решений для кривых равновесия с предельными точками в зависимости от начальных несовершенств. Предложен оригинальный метод для определения критических состояний и получения двусторонних оценок критических нагрузок в предельных точках. Результаты. Подробно описан и проиллюстрирован примерами алгоритм исследования равновесных состояний подкрепленной пластины вблизи критических точек с использованием первых нелинейных (кубических членов) членов разложения потенциальной энергии, получены координаты точек бифуркации и предельных точек, а также соответствующие значения критических нагрузок. Построены кривые чувствительности критической нагрузки в зависимости от величины начальных несовершенств общего прогиба. При помощи численного решения построены кривые равновесия с характерными точками бифуркации местного волнообразования. Для случая действия двух начальных несовершенств предложен алгоритм получения двусторонних оценок критических нагрузок в предельных точках.

Ключевые слова: геометрически нелинейные уравнения равновесия, точки бифуркации, предельные точки, взаимодействие форм, подкрепленная пластина, критические напряжения

Мануйлов Гайк Александрович, доцент кафедры строительной механики, кандидат технических наук; eLIBRARY AuthorID: 527188, Scopus Author ID: 57196422162.

Косицын Сергей Борисович, заведующий кафедрой теоретической механики, советник РААЧН, доктор технических наук, профессор; eLIBRARY SPIN-код: 9390-7610, Scopus Author ID: 57196414749, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-3241-0683>.

Грудцына Ирина Евгеньевна, аспирант кафедры теоретической механики; eLIBRARY SPIN-код: 5021-8536, Scopus Author ID: 57214088911.

© Мануйлов Г.А., Косицын С.Б., Грудцына И.Е., 2021

This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Geometrically nonlinear analysis of the stability of the stiffened plate taking into account the interaction of eigenforms of buckling

Gaik A. Manuylov, Sergey B. Kositsyn, Irina E. Grudtsyna*

Russian University of Transport, 15 Obratsova St, Moscow, 127994, Russian Federation
*grudtsyna_ira90@mail.ru

Article history

Received: November 21, 2020

Revised: January 22, 2021

Accepted: January 30, 2021

For citation

Manuylov G.A., Kositsyn S.B., Grudtsyna I.E. Geometrically nonlinear analysis of the stability of the stiffened plate taking into account the interaction of eigenforms of buckling. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(1): 3–18. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-3-18>

Abstract. *The aims of this work* are a detailed consideration in a geometrically nonlinear formulation of the stages of the equilibrium behavior of a compressed stiffened plate, taking into account the interaction of the general form of buckling and local forms of wave formation in the plate or in the reinforcing ribs, comparison of the results of the semi-analytical solution of the system of nonlinear equations with the results of the numerical solution on the Patran-Nastran complex of the problem of subcritical and postcritical equilibrium of a compressed stiffened plate. *Methods.* Geometrically-nonlinear analysis of displacement fields, deformations and stresses, calculation of eigenforms of buckling and construction of bifurcation solutions and solutions for equilibrium curves with limit points depending on the initial imperfections. An original method is proposed for determining critical states and obtaining bilateral estimates of critical loads at limiting points. *Results.* An algorithm for studying the equilibrium states of a stiffened plate near critical points is described in detail and illustrated by examples, using the first nonlinear (cubic terms) terms of the potential energy expansion, the coordinates of bifurcation points and limit points, as well as the corresponding values of critical loads. The curves of the critical load sensitivity are plotted depending on the value of the initial imperfections of the total deflection. Equilibrium curves with characteristic bifurcation points of local wave formation are constructed using a numerical solution. For the case of action of two initial imperfections, an algorithm is proposed for obtaining two-sided estimates of critical loads at limiting points.

Keywords: geometrically nonlinear equilibrium equations, bifurcation points, limit points, interaction of forms, reinforced plate, critical stresses

Введение

Интерес к работе сжатых подкрепленных пластин появился давно, однако только начиная с работ В.Т. Койтера [1; 2], А. Ван дер Нейта [3], В. Твергарда [4], Дж. Ханта [5] и позже А.И. Маневича [6–8] были получены системы уравнений равновесия с учетом геометрической нелинейности, которые дают возможность анализировать несущую способность упомянутой пластины либо с учетом общего прогиба, либо с учетом взаимодействия этого прогиба с местными формами волнообразования в ребрах или в пластине.

Впервые геометрически нелинейные уравнения для описания потери устойчивости рассматриваемых пластин с учетом взаимодействия форм были представлены В.Т. Койтером [2]. В. Твергард сосредоточил свое внимание на исследовании пластин с двукратными критическими нагрузками для общего прогиба и для волнообразования в пластине [4]. В его работе получены важные и общие результаты для расчета подкрепленных пластин достаточно большой ширины и регулярным расположением ребер. Для этого он выделил регулярный T -образный фрагмент, который исследовался более детально. Некоторые из полученных результатов В. Твергарда были использованы Дж. Хантом [5] для построения бифуркационной поверхности гомеоклининой точки бифуркации, соответствующей катастрофе гиперболической омбилики.

Исследования В. Твергарда были продолжены авторами настоящей работы [9–11], которые численно с помощью МКЭ изучили влияние начальных несовершенств на несущую способность подкрепленной пластины в случае кратных и некротных критических нагрузок. Было установлено, что при одновременном выпучивании по общему прогибу и волнообразованию в пластине, в случае совпадения крити-

Gaik A. Manuylov, Associate Professor of the Department of Structural Mechanics, Ph.D.; eLIBRARY AuthorID: 527188, Scopus Author ID: 57196422162.
Sergey B. Kositsyn, Head of the Department of Theoretical Mechanics, adviser of the RAACS, D.Sc. in Engineering, Professor; eLIBRARY SPIN-code: 9390-7610, Scopus Author ID: 57196414749, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-3241-0683>.
Irina E. Grudtsyna, postgraduate student of the Department of Theoretical Mechanics; eLIBRARY SPIN-code: 5021-8536, Scopus Author ID: 57214088911.

ческих нагрузок реализуется двукратная бифуркация по типу гомоклинической точки гиперболической омбилики. Если же одновременно происходит выпучивание по общему прогибу и волнообразованию в ребрах, то двукратная полусимметричная точка есть антиклинная бифуркация, соответствующая катастрофе эллиптической омбилики [12].

Важные результаты с использованием уравнений первого и второго геометрически нелинейных приближений (учет кубических и квартичных членов в разложении потенциальной энергии) были получены в 1980-х годах А.И. Маневичем [7; 8]. Ему удалось установить, что, ограничиваясь первым приближением (учитываются только кубические члены), можно получать приемлемые оценки несущей способности сжатой подкрепленной пластины, если критические нагрузки волнообразования в ее элементах близки или превышают критическую нагрузку выпучивания по схеме общего прогиба. Если же нагрузки волнообразования значительно меньше критической нагрузки общего прогиба, то учет дополнительных членов четвертой степени в разложении потенциальной энергии позволяет повысить максимальную нагрузку потери несущей способности подкрепленной пластины в среднем на 30–40 %. Однако учет квартичных членов существенно увеличивает трудоемкость вычислений из-за необходимости определения поправок второго приближения к собственным формам.

В настоящей статье авторы ограничились учетом лишь кубических членов в разложении полей перемещений, деформаций и напряжений, поскольку в проектной практике используются такие соотношения геометрических параметров подкрепленной пластины, при которых критические нагрузки волнообразования в пластине или в ребрах оказываются значительно выше критической нагрузки общего прогиба.

Постановка задачи

Рассматривается шарнирно-опертая по торцам пластина, подкрепленная с одной стороны регулярным набором тонких прямоугольных ребер. Продольные края свободные. Пластина сжата центрально приложенными силами. Материал пластины – неограниченно упругий. Это позволяет исследовать устойчивость подкрепленной пластины при помощи анализа равновесия одного регулярного T -образного фрагмента (по аналогии с В. Твергардом и А.И. Маневичем), равноустойчивого с остальными T -образными фрагментами. Деформации и закон Гука выражаются следующим образом:

$$\varepsilon = L_1(U) + \frac{1}{2}L_2(U); \quad (1)$$

$$\sigma = H(\varepsilon), \quad (2)$$

где L_1, H – линейный оператор; L_2 – квадратичный оператор.

$L_2(U + V) = L_2(U) + 2L_{11}(U, V) + L_2(V)$, в этом выражении L_{11} – билинейный оператор.

Полная потенциальная энергия подкрепленной пластины при удержании членов не выше четвертой степени имеет вид

$$\begin{aligned} \Pi_{\varepsilon} = & a_0 + \frac{1}{2} \sum_s a_s \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_s}\right) \xi_s^2 + \frac{1}{3} \sum_i \sum_j \sum_k a_{ijk} \xi_i \xi_j \xi_k + \\ & + \frac{1}{4} \sum_i \sum_j \sum_k \sum_l a_{ijkl} \xi_i \xi_j \xi_k \xi_l - \sum_s a_s \xi_s \bar{\xi}_s \frac{\lambda}{\lambda_s}, \quad (s = 1, 2, \dots, n) \end{aligned} \quad (3)$$

где ξ – нормированные собственные формы (амплитуда отклонения собственной формы, отнесенная к толщине пластины); $\bar{\xi}_s$ – несовершенства по s -ой форме выпучивания ($s = 1, 2, \dots, n$).

Уравнения равновесия есть

$$\left(\frac{\partial \Pi_{\varepsilon}}{\partial \xi_1}\right) = 0; \quad \left(\frac{\partial \Pi_{\varepsilon}}{\partial \xi_2}\right) = 0; \quad \dots \left(\frac{\partial \Pi_{\varepsilon}}{\partial \xi_s}\right) = 0. \quad (4)$$

$$a_s \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_s}\right) \xi_s + \sum_i \sum_j \sum_k a_{ijk} \xi_i \xi_j + \sum_i \sum_j \sum_k \sum_l a_{ijkl} \xi_i \xi_j \xi_k = \sum_s a_s \xi_s \bar{\xi}_s \frac{\lambda}{\lambda_s}. \quad (5)$$

Если $s = 2$ (учитывается общий прогиб ($i = 1$) и местная форма волнообразования ($i = 2$)), то потенциальная энергия с учетом взаимодействия этих форм запишется так:

$$\begin{aligned} \Pi_{\text{э}} = & a_0 + \frac{1}{2} a_1 \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \xi_1^2 + \frac{1}{2} a_2 \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_2}\right) \xi_2^2 + \frac{1}{3} a_{111} \xi_1^3 + a_{122} \xi_1 \xi_2^2 + \frac{1}{4} a_{1111} \xi_1^4 + \\ & + \frac{1}{4} a_{2222} \xi_2^4 + \frac{1}{2} a_{1122} \xi_1^2 \xi_2^2 - \frac{\lambda}{\lambda_1} a_1 \bar{\xi}_1 \xi_1 - \frac{\lambda}{\lambda_2} a_2 \bar{\xi}_2 \xi_2. \end{aligned} \quad (6)$$

Соответственно, имеем упрощенный вариант уравнений равновесия:

$$a_1 \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \xi_1 + a_{111} \xi_1^2 + a_{122} \xi_2^2 + a_{1111} \xi_1^3 + a_{1122} \xi_1 \xi_2^2 = \frac{\lambda}{\lambda_1} a_1 \bar{\xi}_1. \quad (7)$$

$$a_2 \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_2}\right) \xi_2 + 2a_{122} \xi_1 \xi_2 + a_{122} \xi_1^2 \xi_2 + a_{2222} \xi_2^3 = \frac{\lambda}{\lambda_2} a_2 \bar{\xi}_2. \quad (8)$$

Для уравнений первого нелинейного приближения оставляем только кубические члены.

$$a_1 \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \xi_1 + a_{111} \xi_1^2 + a_{122} \xi_2^2 = \frac{\lambda}{\lambda_1} a_1 \bar{\xi}_1. \quad (9)$$

$$a_2 \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_2}\right) \xi_2 + 2a_{122} \xi_1 \xi_2 = \frac{\lambda}{\lambda_2} a_2 \bar{\xi}_2. \quad (10)$$

Если разделить каждое уравнение на коэффициенты a_1 и a_2 , то получим уравнения в форме, приведенной В. Твергардом [4] ($\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_c$).

$$\left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \xi_1 + d_1 \xi_1^2 + d_2 \xi_2^2 = \frac{\lambda}{\lambda_1} \bar{\xi}_1. \quad (11)$$

$$\left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_2}\right) \xi_2 + d_3 \xi_1 \xi_2 = \frac{\lambda}{\lambda_2} \bar{\xi}_2, \quad (12)$$

$$\text{где } d_1 = \frac{a_{111}}{a_1}; \quad d_2 = \frac{a_{122}}{a_1}; \quad d_3 = \frac{2a_{122}}{a_2}.$$

Коэффициенты $a_1, a_2, a_{111}, a_{122}$ есть

$$a_1 = -\lambda_1 \{\sigma^0 L_2 (U^{(1)})\}; \quad a_2 = -\lambda_2 \{\sigma^0 L_2 (U^{(2)})\}; \quad a_{111} = \frac{3}{2} \{\sigma^1 L_2 (U^{(1)})\};$$

$$a_{122} = \frac{1}{2} \{\sigma^1 L_2 (U^{(2)})\} + \{\sigma^2 L_{11} (U^{(1)}, U^{(2)})\},$$

где σ^0 – тензор напряжений из решения линейной задачи равновесия пластины; σ^1 – добавка при переходе в смежное равновесное состояние в случае бифуркационной потери устойчивости.

Для определения коэффициентов a_{ijk} и d_1 , d_2 и d_3 необходимо вычислять некоторые определенные интегралы по прямоугольным областям упомянутого таврового элемента подкрепленной пластины. Выражения для этих интегралов: $-\lambda_1\{\sigma^0 L_2(U^{(1)})\}$, $-\lambda_2\{\sigma^0 L_2(U^{(2)})\}$, $\{\sigma^1 L_2(U^{(1)})\}$ и $\{\sigma^1 L_2(U^{(2)})\} + \{\sigma^2 L_{11}(U^{(1)}, U^{(2)})\}$ приведены в работе В. Твергарда [4] и в несколько модифицированном виде в работе А.И. Маневича [8].

В уравнения (9) и (10) входят значения критических параметров λ_1 и λ_2 , соответствующих общей форме изгиба и местному волнообразованию в пластине или ребрах. Эти величины находятся из решения линейной задачи на собственные значения. В. Твергард решал однородную краевую задачу для системы бигармонических уравнений и восьми граничных условий сопряжений вдоль линии контакта ребра с пластиной:

$$D \Delta \Delta w_c = \lambda_c N_X^0 w_{,xx}. \quad (13)$$

$$\frac{1}{Eh} \Delta \Delta F_c = 0. \quad (14)$$

Эти условия выражают соотношения между усилиями и перемещениями на краях левой и правой частей пластины по отношению к ребру [8]. При этом предполагается, что общий прогиб развивается по кривой, близкой к синусоиде, соответствующей выпучиванию эйлера стержня. Неизвестные восемь произвольных постоянных находятся из системы однородных уравнений, матрица коэффициентов которых приведена в приложении к работе В. Твергарда [4]. А.И. Маневич решал эту же задачу вариационно, с помощью отношения Релея. Задавая различное число полуволн, он находил наименьшее значение критических нагрузок волнообразования в пластине или в ребрах.

В уравнениях (11) и (12) в правых частях имеются величины начальных несовершенств $\bar{\xi}_1$ и $\bar{\xi}_2$. Они соответствуют формам выпучивания по общему прогибу и по форме местного волнообразования. Если оба эти несовершенства ненулевые, то критическая точка есть предельная точка. При однородной бифуркационной задаче ($\bar{\xi}_1 = \bar{\xi}_2 = 0$) наиболее простые решения соответствуют случаю кратных нагрузок ($\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_c$). Бифуркационные решения при простых нагрузках ($\lambda_1 \neq \lambda_2$) оказываются более сложными. Если в правой части уравнения (12) стоит ноль, а в правой части уравнения (11) имеется несовершенство ($\bar{\xi}_1 \neq 0$), пропорциональное параметру нагрузки, то бифуркационная задача реализуется как поиск критического значения нагрузки, при которой пластина с развивающимся начальным общим прогибом теряет устойчивость в виде волнообразования в пластине или в ребрах.

Полуаналитические решения задач устойчивости подкреплённых пластин

Рассмотрим решения простейшей задачи для двукратной полусимметричной точки бифуркации, соответствующей решениям однородных уравнений типа В. Твергарда. Для общего прогиба и для решения, описывающего волнообразование в пластине, упомянутые решения запишутся так:

$$\xi_1 = -\frac{1}{d_3} \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_c}\right). \quad (15)$$

$$\xi_2 = \mp \sqrt{\left(\frac{d_3 - d_1}{d_2 d_3^2}\right)} \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_c}\right) = \mp \xi_1 \sqrt{\frac{d_3 - d_1}{d_2}}. \quad (16)$$

Из последних соотношений видно, что общий прогиб относительной амплитуды ξ_1 является несвязанной деформацией. Он зависит только от одной координаты, тогда как волнообразование с амплитудой ξ_2 линейно связано с амплитудой общего прогиба. Если эта амплитуда ξ_1 равна нулю, то и амплитуда ξ_2 также равна нулю. При вычисленных В. Твергардом значениях коэффициентов уравнений $d_1 = -0,0193$, $d_2 = -0,6731$ и $d_3 = -0,1138$ соотношение между ξ_2 и ξ_1 равно $\sqrt{\frac{d_3 - d_1}{d_2}} = 0,374$. Заметим, что все три коэффициента d_1 , d_2 и d_3 отрицательны, а это возможно только при гомоклинической точке бифуркации (вариант катастрофы гиперболической омбилики). Такая ситуация возникает при волнообразовании в пластине.

В случае простых собственных значений ($\lambda_1 \neq \lambda_2$) бифуркационные решения системы нелинейных уравнений при нулевых правых частях $\xi_1 = \xi_2 = 0$ оказываются более сложными:

$$\xi_1 = -\frac{1}{d_3} \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_2}\right). \quad (17)$$

$$\xi_2 = \mp \frac{1}{d_3} \sqrt{\left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_2}\right) \left(\frac{d_3}{d_2} \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_1}\right) - \frac{d_1}{d_2} \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_2}\right)\right)} = \mp \xi_1 \sqrt{\frac{d_3 \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_1}\right)}{d_2 \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_2}\right)} - \frac{d_1}{d_2}}. \quad (18)$$

На кривых равновесия подкрепленной пластины сингулярные точки (точки бифуркации или предельные точки) появляются тогда, когда в критическом равновесии матрица Гессе вырождается ($\det H_{\Pi}(\xi_1, \xi_2, \lambda) = 0$). Для уравнений (11), (12) эта матрица имеет вид

$$H_{\Pi} = \begin{bmatrix} \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_1}\right) + 2d_1\xi_1 & 2d_2\xi_2 \\ d_3\xi_2 & \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_2}\right) + d_3\xi_1 \end{bmatrix}. \quad (19)$$

Если рассматривается задача, в которой задано начальное несовершенство по общему прогибу ($\bar{\xi}_1 \neq 0$), а начальное волнообразование отсутствует ($\bar{\xi}_2 = 0$), то в этом случае решение зависит только от координаты ξ_1 ($\xi_2 = 0$), а условие равенства нулю определителя $\det H_{\Pi}(\xi_1, \xi_2, \lambda) = 0$ сводится к выполнению одного из двух соотношений:

$$h_{11} = \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_1}\right) + 2d_1\xi_1 = 0 \quad (20)$$

$$\text{или } h_{22} = \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_2}\right) + d_3\xi_1 = 0. \quad (21)$$

Наиболее важным является условие (21) ($h_{22}(\lambda, d_3, \xi_1) = 0$). В этом случае уравнение равновесия (12) $\left(\left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_2}\right) + d_3\xi_1\right)\xi_2 = 0$ выполняется в трех вариантах:

а) $\xi_2 = 0$, но $\left(\left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_2}\right) + d_3\xi_1\right) \neq 0$. Следовательно, $(h_{22}(\lambda, d_3, \xi_1) \neq 0)$, $(\det H_{\Pi}(\xi_1, \xi_2, \lambda) \neq 0)$, что соответствует регулярным точкам на кривой равновесий $\mu_1(\xi_1, \bar{\xi}_1)$, ($\mu_1 = \frac{\lambda}{\lambda_1}$);

б) $\xi_2 = 0$ и $\left(\left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_2}\right) + d_3\xi_1\right) = 0$. Следовательно, $h_{22}(\lambda, d_3, \xi_1) = 0$, $(\det H_{\Pi}(\xi_1, \xi_2, \lambda) = 0)$, а соответствующая точка кривой $\mu_1(\xi_1, \bar{\xi}_1)$ есть точка сингулярного равновесия. Будет ли эта точка предельной точкой или точкой бифуркации зависит от того, будет ли значение $\mu_1(\xi_1^{\text{кр}})$ локальным экстремумом или нет. Если значение $\mu_1(\xi_1^{\text{кр}})$ не является локальным экстремумом, то сингулярная точка есть точка бифуркации (в данной задаче симметричной и неустойчивой);

в) $\xi_2 \neq 0$, $\left(\left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_2}\right) + d_3\xi_1\right) = 0$, при этом $h_{22}(\lambda, d_3, \xi_1) = 0$. Однако $\det H_{\Pi}(\xi_1, \xi_2, \lambda) = -2d_2d_3\xi_2^2 \neq 0$, и соответствующее равновесие является регулярным. Здесь достигается наибольшая нагрузка сжатия, поскольку послебифуркационное равновесие оказывается неустойчивым.

Значения бифуркационной нагрузки $\mu_1^{\text{кр}}$ ($\mu_1 = \frac{\lambda}{\lambda_1}$) определяется из квадратного уравнения, составленного с учетом соотношений

$$h_{22}(\lambda, d_3, \xi_1) = 0, \xi_1 = -\frac{1 - k\mu_1}{d_3} = \frac{k\mu_1 - 1}{d_3}, k = \frac{\lambda_2}{\lambda_1}; \quad (22)$$

$$\mu_1^2 (k^2 d_1 - d_3 k) + \mu_1 (d_3 + d_3 k - 2kd_1 - d_3^2 \bar{\xi}_1) + d_1 - d_3 = 0. \quad (23)$$

В задаче, решенной В. Твергардом [4], критическая нагрузка двукратная (одновременно происходит общее выпучивание и волнообразование в пластине). Задавая ненулевое начальное несовершенство по общему прогибу ($\bar{\xi}_1 \neq 0$), получим возможность построить кривую чувствительности критических нагрузок в предельных точках в зависимости от величины начального прогиба $\bar{\xi}_1$. Вычисления согласно уравнению (23) дают при $k = 1$:

$$\begin{aligned} \bar{\xi}_1 = 0,2, \quad \mu_1^*(0,2) &= 0,8476; \\ \bar{\xi}_1 = 0,5, \quad \mu_1^*(0,5) &= 0,7703; \\ \bar{\xi}_1 = 1,0, \quad \mu_1^*(1,0) &= 0,692. \end{aligned} \quad (24)$$

Эти результаты совпадают со значениями предельных нагрузок при несовершенствах общего прогиба на кривых, построенных В. Твергардом [4].

Рассмотрим бифуркационную задачу при наличии начального несовершенства в виде общего прогиба ($\bar{\xi}_1 \neq 0$). Ее решение дает критическую нагрузку волнообразования в сравнительно слабых ребрах подкрепленной пластины (рис. 1). В графической форме результаты для этой задачи с различными начальными несовершенствами приведены в работе А.И. Маневича ([8], гл. III, рис. 3.3). Исследуемая пластина имела следующие безразмерные параметры:

$$\frac{b}{h} = 25, \quad \frac{b_1}{t_1} = 20, \quad \frac{t_1 b_1}{bh} = \frac{1}{5}, \quad \frac{L}{b} = 5, \quad k = \frac{\lambda_1}{\lambda_2} = 1,4852.$$

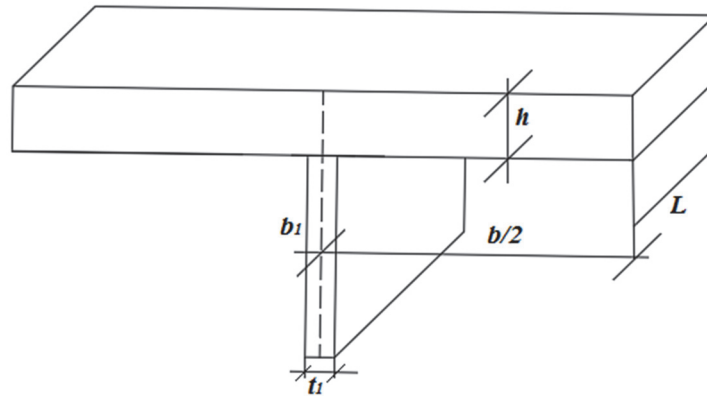


Рис. 1. Поперечное сечение T-образного фрагмента:

b – расстояние между ребрами в осях; h – толщина пластины; b_1 – высота ребра; t_1 – толщина ребра; L – длина подкрепленной пластины
[Figure 1. Cross-section of a T-shaped fragment:

b – distance between ribs in axes; h – plate thickness; b_1 – rib height; t_1 – rib thickness; L – length of reinforced plate]

Граничные условия: шарнирное опирание вдоль коротких сторон, вдоль продольных краев закрепление типа подвижной заделки.

Для этой пластины значения коэффициентов уравнений (11) и (12): $d_1 = -0,009$, $d_2 = 1,024$ и $d_3 = 0,975$ взяты из работы [8]. Отметим, что в этой пластине ребра есть относительно слабые удлиненные консольные пластины. Потерю устойчивости путем волнообразования следует ожидать именно в сжатых ребрах, а не в пластине. На это указывают знаки коэффициентов $d_1 < 0$ (это всегда), $d_2 > 0$ и

$d_3 > 0$. Если же все коэффициенты $d_i < 0$, то волнообразование следует ожидать в пластине. Будем считать, что относительная амплитуда начального общего прогиба есть $\bar{\xi}_1 = -0,5$. Подставляя все приведенные данные в уравнение (23), получим

$$\mu^2 - 1,9927\mu + 0,67033 = 0. \quad (25)$$

Наименьший корень $\mu_1^{\text{кр}} = 0,428$ определяет нагрузку бифуркации волнообразования в сжатых ребрах пластины при дополнительном общем прогибе:

$$\xi_1 = -\frac{1 - k\mu_1}{d_3} = -0,3728. \quad (26)$$

Эта бифуркация симметричная и неустойчивая, так как при наличии начального дополнительного волнообразования в ребрах ($\bar{\xi}_2 \neq 0$) возникает потеря устойчивости в предельных точках. Заметим, что в этом случае кривая равновесий пространственная, поскольку нагрузка μ_1 зависит от двух координат $\bar{\xi}_1$ и $\bar{\xi}_2$.

Вычисленное значение нагрузки волнообразования $\mu_1^{\text{биф}} = 0,428$ совпадает с критической точкой в табл. 3.5 из [8].

Выполнив аналогичные расчеты при других начальных прогибах, получим кривую зависимости критической нагрузки бифуркации волнообразования в ребрах (рис. 2) от величины начального несовершенства в виде общего прогиба.

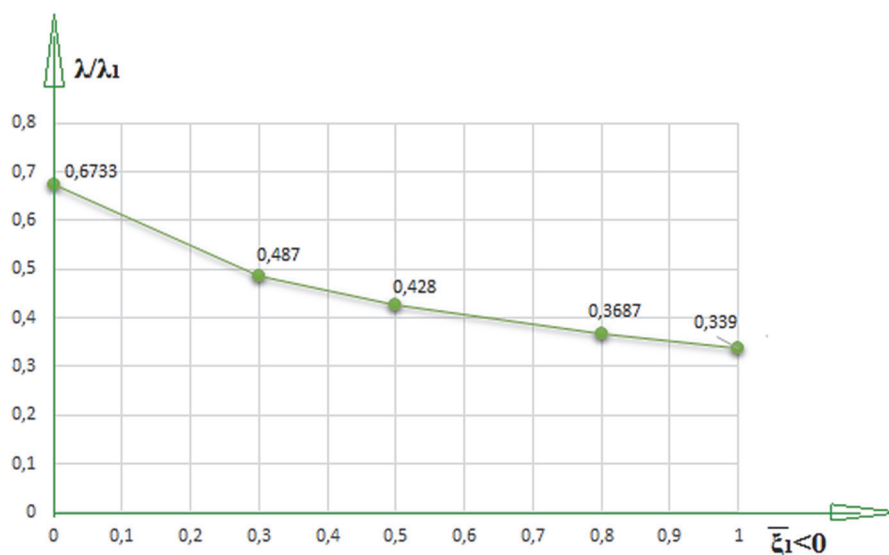


Рис. 2. Кривая чувствительности
[Figure 2. Sensitivity curve]

Из приведенного графика видно, что величина критической нагрузки волнообразования в ребрах сильно падает вместе с увеличением начального несовершенства $\bar{\xi}_1$; когда $\bar{\xi}_1 = 1$, то нагрузка волнообразования примерно в два раза меньше собственного значения из решения линейной однородной задачи (при $\bar{\xi}_1 = 0, \lambda_2 = 0,6733 \lambda_1, k = \frac{1}{0,6733} = 1,4852$).

Если в уравнениях (11) и (12) правые части не равны нулю, то возникает задача об определении координат предельной точки ($\bar{\xi}_1^*, \bar{\xi}_2^*$) и величины максимальной нагрузки μ_1^* .

$$(1 - \mu_1) \bar{\xi}_1 + d_1 \bar{\xi}_1^2 + d_2 \bar{\xi}_2^2 = \mu_1 \bar{\xi}_1. \quad (27)$$

$$(1 - \mu_2) \bar{\xi}_2 + d_3 \bar{\xi}_1 \bar{\xi}_2 = \mu_2 \bar{\xi}_2. \quad (28)$$

Из уравнения (27) выразим $\bar{\xi}_2 \neq 0$:

$$\xi_2 = \frac{k\mu_1 \bar{\xi}_2}{1 - k\mu_1 + d_3 \bar{\xi}_1} \quad (29)$$

Подставим полученное выражение в уравнение (28):

$$(1 - \mu_1) \bar{\xi}_1 + d_1 \bar{\xi}_1^2 + \frac{(k\mu_1 \bar{\xi}_2)^2 d_2}{((1 - k\mu_1) + d_3 \bar{\xi}_1)^2} = \mu_1 \bar{\xi}_1 \quad (30)$$

В итоге, освободившись от знаменателя, для определения координаты точки равновесия $\bar{\xi}_1$ (при фиксированном значении нагрузки μ_1) имеем уравнение четвертой степени относительно $\bar{\xi}_1$. После некоторых преобразований его можно записать в виде

$$d_1 d_3 \bar{\xi}_1^4 + [2d_1 d_3 (1 - k\mu_1) + d_3^2 (1 - \mu_1)] \bar{\xi}_1^3 + \\ + [2d_3 (1 - \mu_1) (1 - k\mu_1) + d_1 (1 - k\mu_1)^2 - d_3^2 \mu_1 \bar{\xi}_1] \bar{\xi}_1^2 + \quad (31)$$

$$+ [(1 - \mu_1) (1 - k\mu_1)^2 - 2d_3 (1 - k\mu_1) \mu_1 \bar{\xi}_1] \bar{\xi}_1 + (k\mu_1)^2 d_2 \bar{\xi}_2^2 - (1 - k\mu_1)^2 \mu_1 \bar{\xi}_1 = 0.$$

К этому уравнению добавим условие равенства нулю определителя матрицы Гессе.

$$\det H_{\pi}(\mu_1, \bar{\xi}_1, \bar{\xi}_2) = [(1 - \mu_1) + 2d_1 \bar{\xi}_1][(1 - k\mu_1) + d_3 \bar{\xi}_1] - 2d_2 d_3 \bar{\xi}_2^2 = 0. \quad (32)$$

После исключения из соответствующего выражения координаты $\bar{\xi}_2$ будем иметь

$$\det H_{\pi}(\mu_1, \bar{\xi}_1, \lambda) = (1 - \mu_1) + 2d_1 \bar{\xi}_1 (1 - k\mu_1) + d_3 \bar{\xi}_1 - \frac{d_1 d_3 (k\mu_1)^2 \bar{\xi}_2^2}{(1 - k\mu_1 + d_3 \bar{\xi}_1)^2} = 0. \quad (33)$$

В итоге получили два уравнения относительно переменных μ_1 и $\bar{\xi}_1$. Однако совместное их решение достаточно сложно. В. Твергард искал предельные точки путем непосредственного построения кривой равновесий, А.И. Маневич использовал алгоритмы поиска экстремумов функции двух переменных. В данной работе воспользуемся способом пошагового увеличения нагрузки с последующим решением уравнения равновесия для приближенного получения координат предельной точки и соответствующего максимума нагрузки. В качестве примера определим координаты предельной точки и соответствующую нагрузку для рассмотренной выше задачи устойчивости подкрепленной пластины с волнообразованием в ребрах. Примем, что начальные несовершенства $\bar{\xi}_1 = -0,5$, $\bar{\xi}_2 = 0,1$, а начальный параметр нагрузки $\mu_1 = 0,28$, $\mu_2 = 1,4852\mu_1$. Подстановка числовых значений в уравнения (31) приводит после некоторых упрощений к следующему уравнению четвертой степени:

$$f(\bar{\xi}_1) = -0,008773\bar{\xi}_1^4 + 0,67376\bar{\xi}_1^3 + 0,94993\bar{\xi}_1^2 + 0,405\bar{\xi}_1 + 0,0495 = 0. \quad (34)$$

При фиксированном значении силового параметра $\mu_1 = 0,28$ найдем минимальный по модулю отрицательный корень данного уравнения. Для этого воспользуемся методом неособенных продолжений, предложенным Г.А. Мануйловым в 1971 году [13].

$$\bar{\xi}_1^{m+1} = \bar{\xi}_1^m \pm \frac{|f(\bar{\xi}_1^{(m)})|}{\sqrt{[f'^2(\bar{\xi}_1^{(m)}) - f(\bar{\xi}_1^{(m)})f''(\bar{\xi}_1^{(m)})]}} \quad m = 0, 1, \dots \quad (35)$$

Итерационный процесс одностороннего приближения к ближайшему корню степенного уравнения основан на локальной аппроксимации этого уравнения гиперболой или эллипсом в зависимости от знака

кривизны в точке касания. Достаточное условие односторонней сходимости – вещественность всех корней полинома. Сходимость итераций к ближайшему простому корню степенного уравнения – асимптотически кубическая.

Если двигаться вдоль кривой равновесий достаточно малыми шагами по нагрузке, то перескок через предельную точку порождает «висячий» экстремум (рис. 3). На это укажет отрицательный знак подкоренного выражения в знаменателе (35).

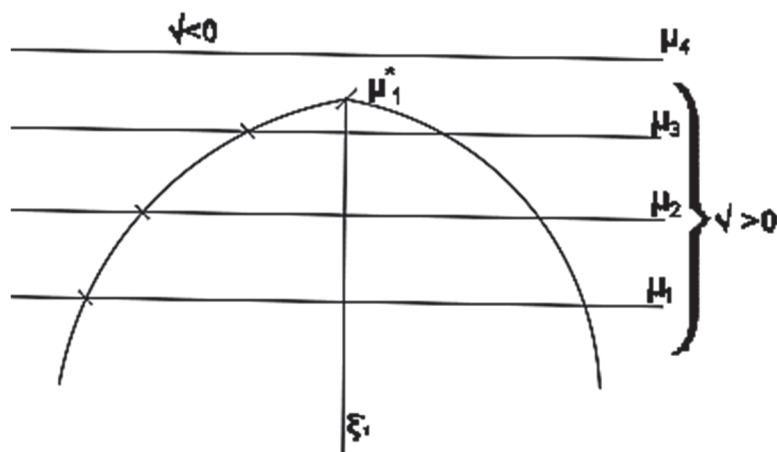


Рис. 3. «Висячий» экстремум
[Figure 3. “Hanging” extremum]

Решение приведенного уравнения четвертой степени дает искомый отрицательный корень (ближайший к нулю при $\mu_1 = 0,28$), равный $\xi_1 = -0,21896$. Вторая координата точки равновесия $\xi_2 = 0,10986$, согласно формуле (29). Однако полученная точка равновесия не предельная. Увеличим значение μ_1 до величины 0,3. Аналогичное решение с помощью формулы (35) дает координаты равновесия $\xi_1 = -0,2422$, $\xi_2 = 0,1399$. При следующем значении, равным $\mu_1 = 0,325$, получим отрицательное подкоренное выражение в знаменателе (35), равное $-1,129 \cdot 10^{-5}$. При несколько меньших значениях μ_1 получим двустороннюю оценку.

$$0,32 < \mu_1^* < 0,325.$$

Соответствующие приближенные координаты предельной точки:

$$\xi_1^* \approx -0,3135, \xi_2^* \approx 0,1998.$$

Для практических целей этого вполне достаточно, хотя данный результат можно уточнить последующими вычислениями. Вычисленные координаты предельной точки близки к показанным на рис. 3.3 в работе А.И. Маневича [8].

Рассмотрим связь между коэффициентами уравнений (11), (12) и типами волнообразования (в пластине или ребрах). Дж. Хант [5], исследуя задачу В. Твергарда с двукратной критической нагрузкой общего прогиба и волнообразования в пластине, установил соотношения между производными потенциальной энергии

$$P_3(\xi_1, \xi_2, \bar{\xi}_1, \bar{\xi}_2) = \frac{1}{6} V_{111} \xi_1^3 + \frac{1}{2} V_{122} \xi_2^2 \xi_1 + \frac{1}{2} \mu_1 (V_{11\mu} \xi_1^2 + V_{22\mu} \xi_2^2) + V_{1\bar{\xi}_1} \bar{\xi}_1 \xi_1 + V_{2\bar{\xi}_2} \bar{\xi}_2 \xi_2 \quad (36)$$

и коэффициентами упомянутых уравнений d_i ($i = 1, 2, 3$):

$$\frac{1}{6}V_{111} = -\frac{2}{3}d_1d_3; \quad \frac{1}{2}V_{11\mu} = -d_3; \quad V_{1\bar{\xi}1} = 2d_3\mu_1;$$

$$\frac{1}{2}V_{122} = -2d_2d_3; \quad \frac{1}{2}V_{22\mu} = -2d_2; \quad V_{2\bar{\xi}2} = 4d_2k\mu_1.$$

Для того чтобы двукратная полусимметричная бифуркация не была моноклиной, в работе [8] было установлено условие положительности подкоренного выражения T :

$$T = \frac{2V_{11\mu}}{V_{22\mu}} - \frac{V_{111}}{V_{122}} > 0 \quad (37)$$

$$\text{или } T = \frac{-d_3}{-d_2} - \frac{d_1d_3}{d_2d_3} = \frac{d_3}{d_2} - \frac{d_1}{d_2} > 0. \quad (38)$$

Выполнение этого условия показывает, что через двукратную точку бифуркации проходит не одна, а три новых ветви равновесий в виде прямых линий.

Волнообразование в пластине следует ожидать в случае одинаковых знаков отношений $\frac{d_1}{d_2}$ и $\frac{d_3}{d_2}$. Оно произойдет в гомеоклиной точке бифуркации (гиперболическая омбилика). Если же знаки отношений $\frac{d_1}{d_2}$ и $\frac{d_3}{d_2}$ разные, то волнообразование произойдет в результате местной потери устойчивости ребер (антиклинная точка бифуркации эллиптической омбилики). По этой причине выше было указано, что если все d_i отрицательные, то местная потеря устойчивости соответствует волнообразованию в пластине. Если же $d_1 < 0$ (всегда), а $d_2, d_3 > 0$, то волнообразование возникнет в ребрах подкрепленной пластины. Согласно исследованиям А.И. Маневича [8], данная особенность справедлива и при некратных критических нагрузках. Отметим, что знаки коэффициентов уравнений (11) и (12) существенно влияет на взаимодействие общего прогиба с локальным волнообразованием. Если этот прогиб положительный (все $d_i < 0$), то его развитие провоцирует волнообразование в пластине, поскольку она получит дополнительное сжатие. Ребра в этом случае, наоборот, будут несколько разгружаться растягивающими напряжениями.

Если же общий прогиб отрицателен ($d_1 < 0, d_2 > 0, d_3 > 0$), то, наоборот, пластина будет разгружаться, а ребра догружаться дополнительным сжатием. Это вызовет волнообразование в ребрах. Описанное взаимодействие общего прогиба и эффектов местного волнообразования является главной особенностью в поведении сжатой подкрепленной пластины.

При проектировании подкрепленных пластин следует выбирать соответствующие геометрические параметры так, чтобы исключить нелинейные взаимодействия форм выпучивания. Для этого необходимо, чтобы критические нагрузки волнообразования были существенно выше критических нагрузок общего выпучивания. Это проблема требует отдельного тщательного исследования.

Численный анализ T -образного фрагмента подкрепленной пластины

Ранее были рассмотрены алгоритмы вычисления критических нагрузок для подкрепленной пластины, получения сингулярных точек на кривых равновесия, а также указана связь знаков коэффициентов нелинейных уравнений с типом возможного волнообразования. Ограничиваясь рассмотрением одного регулярного T -образного фрагмента, можно сделать выводы о нелинейном поведении всей конструкции, содержащей в себе их совокупность. Глубинное понимание задачи устойчивости, в которой существует вопрос о взаимодействии форм, в полном объеме раскрывается при использовании конечно-элементного моделирования и численного решения с учетом геометрической нелинейности. В данной части работы приведен анализ численного решения с использованием программного комплекса MSC Software Patran-Nastran. Выбраны конечные элементы типа shell (3131 элемент). Материал считался абсолютно упругим ($E = 2 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$, $\mu = 0,3$). Граничные условия: шарнирное опирание вдоль коротких сторон, вдоль длинных сторон – плавающие заделки. Нагрузка приложена центрально. Геометрические параметры получены из соотношений А.И. Маневича [8, гл. III] для решения такого класса задач: $h = 1 \text{ см}$,

$b = 25$ см, $t_1 = 0,5$ см, $b_1 = 10$ см, $L = 125$ см. Результаты сравниваются с полученными ранее результатами полуаналитического решения.

Взаимодействие форм можно представить в двух вариантах. Первый вариант – это взаимодействие общей и местной формы потери устойчивости пластины. Проявляется он тогда, когда прогиб имеет положительное значение. Данный вариант не предполагает возможность волнообразования в ребрах, только в пластине. Второй вариант – это взаимодействие общего прогиба с местной формой волнообразования ребер. Данная деформация возможна только при условии развития прогиба отрицательного знака. Исследование подобного поведения конструкции сводится к решению бифуркационной задачи устойчивости сжатого T -образного фрагмента. Для того чтобы учесть местную форму, при моделировании были использованы элементы типа shell; это позволило рассматривать данную модель как совокупность пластинок-полосок и учитывать не только мембранные деформации пластины, но и поперечные деформации ребра.

При решении линейной задачи устойчивости был получен расчет критических нагрузок для первых десяти собственных форм. Важно отметить, что восемь первых форм соответствуют местным формам волнообразования и лишь девятая – форме выпучивания пластины, наподобие эйлерова стержня ($P_{кр}^9 = 173\,322$ кг). Первая форма имеет семь полуволн, что совпадает с результатом, полученным в работе [8]. На рис. 4 показана первая собственная форма из линейного решения.

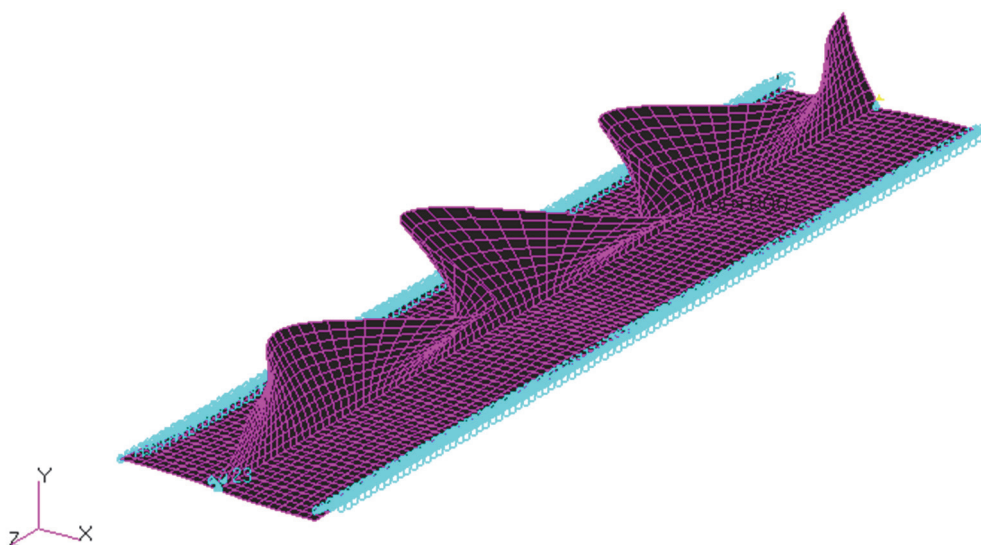


Рис. 4. Первая собственная форма
[Figure 4. First own form]

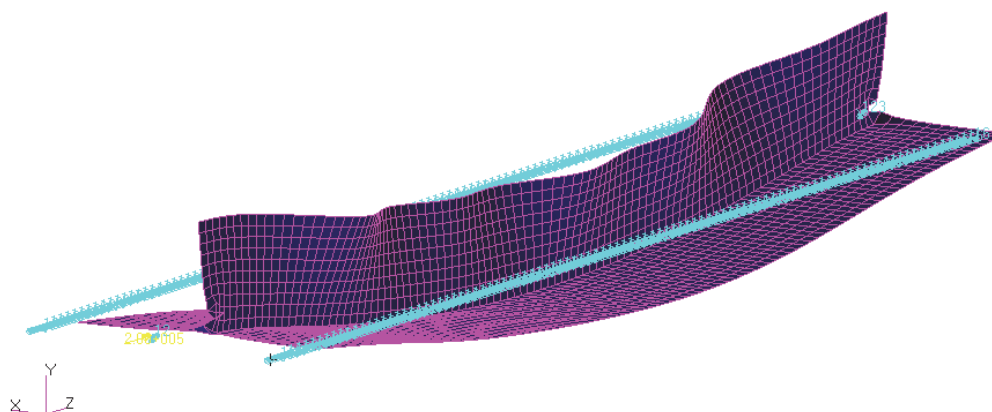


Рис. 5. Деформированное равновесие (при $\bar{\xi}_1 = 0$)
[Figure 5. Deformed equilibrium (at $\bar{\xi}_1 = 0$)]

Вычисляя критическую нагрузку Эйлера, мы получаем значение $P_{кр} = 229\,000$ кг. Результат, вычисленный по формуле, дает завышенное значение критической нагрузки, так как схема расчета пластины как эйлеровой стойки не учитывает деформации пластинчатых элементов стержня.

Исследование в геометрически нелинейной постановке без учета начальных несовершенств ($\bar{\xi}_1 = 0$) позволило получить на равновесной кривой точку неустойчивой бифуркации, соответствующей форме волнообразования ребра. Деформированное равновесие и равновесная кривая показаны на рис. 5 и 6. Значение критической нагрузки составило $P_{кр} = 131\,430$ кг.

Из рис. 5 видно, что дополнительные сжимающие напряжения действуют в зонах, примыкающих к свободному краю ребра и вызывают бифуркацию волнообразования при нагрузках, меньших, чем были получены из линейного расчета. Данное деформированное состояние соответствует равновесию в точке неустойчивой бифуркации. Новая ветвь после прохождения сингулярной точки является падающей и неустойчивой.

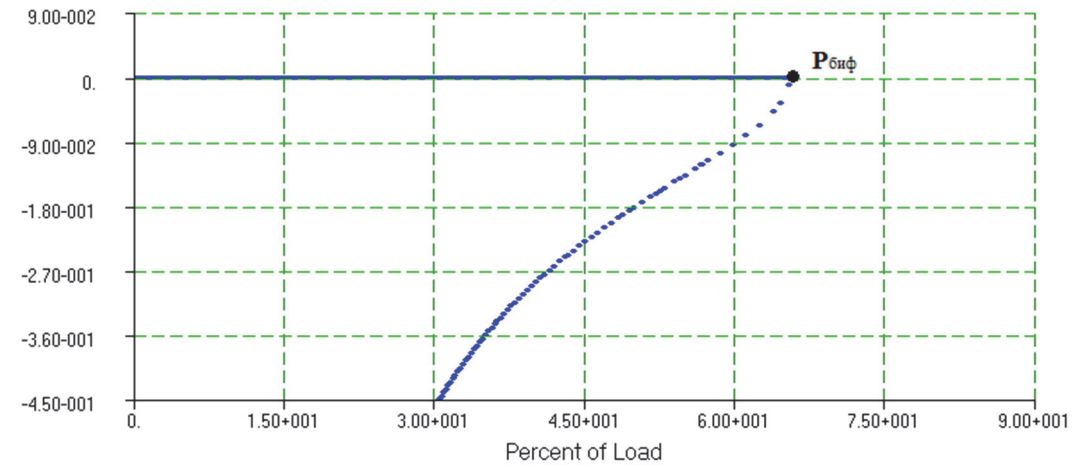


Рис. 6. Кривая равновесия (при $\bar{\xi}_1 = 0$)
 [Figure 6. Equilibrium curve (at $\bar{\xi}_1 = 0$)]

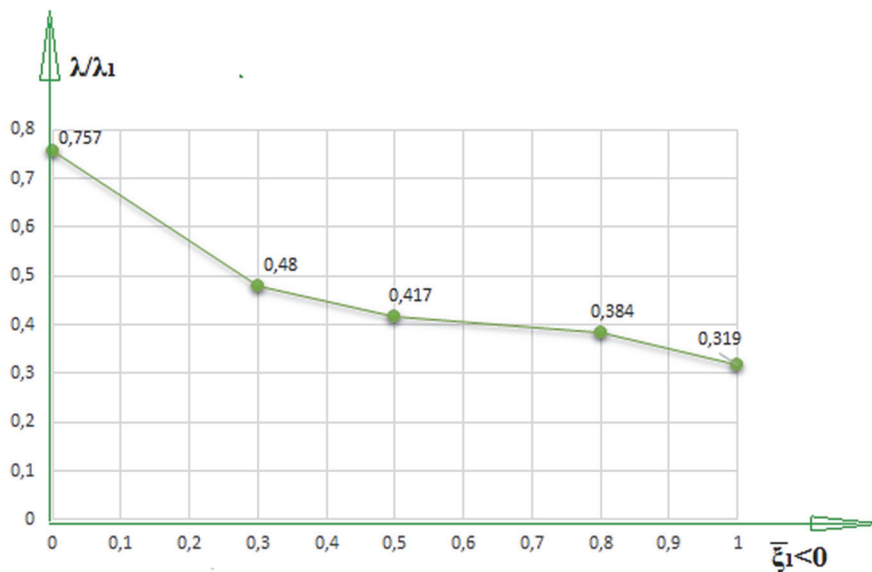


Рис. 7. Кривая чувствительности
 [Figure 7. Sensitivity curve]

В случаях ненулевых значений начальных несовершенств по общему прогибу для построения кривой чувствительности (рис. 7) задаем амплитуды начальных прогибов и вычисляем критические нагрузки. Полученные результаты ($\mu_1 = \frac{\lambda}{\lambda_1}$) имеют достаточно хорошее совпадение с результатами полуаналитического решения (рис. 2). Задавая амплитуду начального прогиба $\bar{\xi}_1 = -0,5$ см, находим величину критической нагрузки волнообразования $P_{кр} = 72\,400$ кг и значение $\mu_1 = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0,417$, что немногим

меньше $\mu_1^{\text{биф}} = 0,428$, полученного из полуаналитического решения. Величина прогиба составила $\xi_1 = -0,427$ см, тогда как по формуле (26) мы получили $\xi_1 = -0,3728$ см. Кривая равновесия и начальное деформированное послебифуркационное равновесие показаны на рис. 8 и 9.

Амплитуды отклонений ребра от вертикальной плоскости значительно больше по сравнению с аналогичными отклонениями, полученными в задаче без начального несовершенства.

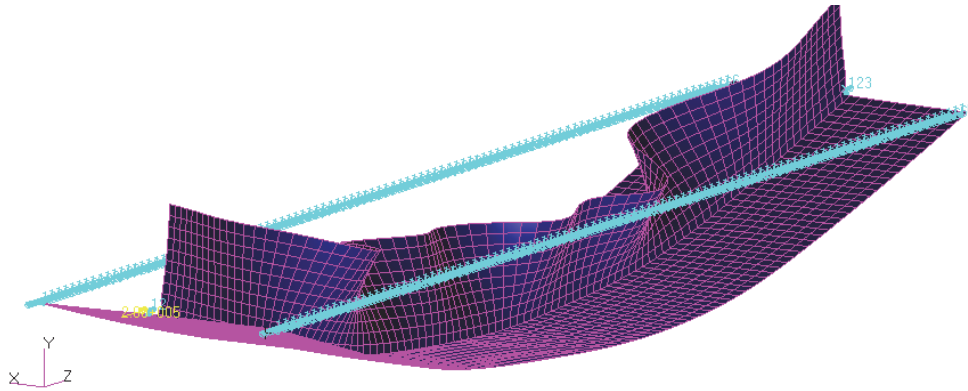


Рис. 8. Деформированное равновесие (при $\bar{\xi}_1 = -0,5$ см)
[Figure 8. Deformed equilibrium (at $\bar{\xi}_1 = -0,5$ см)]

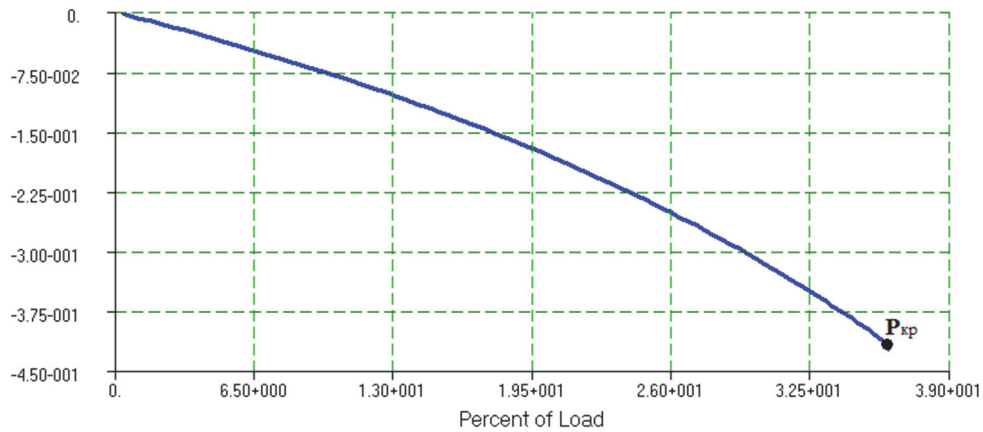


Рис. 9. Кривая равновесия (при $\bar{\xi}_1 = -0,5$ см)
[Figure 9. Equilibrium curve (at $\bar{\xi}_1 = -0,5$ см)]

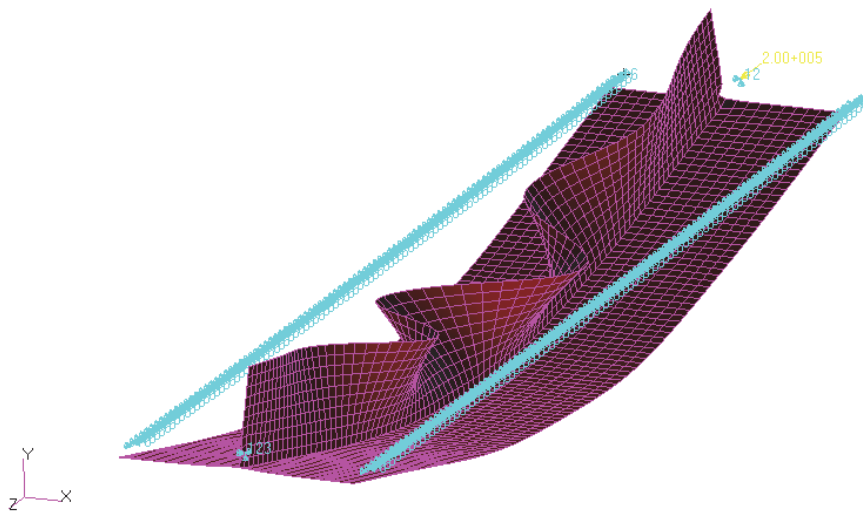


Рис. 10. Деформированное равновесие в предельной точке (при $\bar{\xi}_1 = -0,5$ см; $\bar{\xi}_2 = 0,1$ см)
[Figure 10. Deformed equilibrium (at $\bar{\xi}_1 = -0,5$ см; $\bar{\xi}_2 = 0,1$ см)]

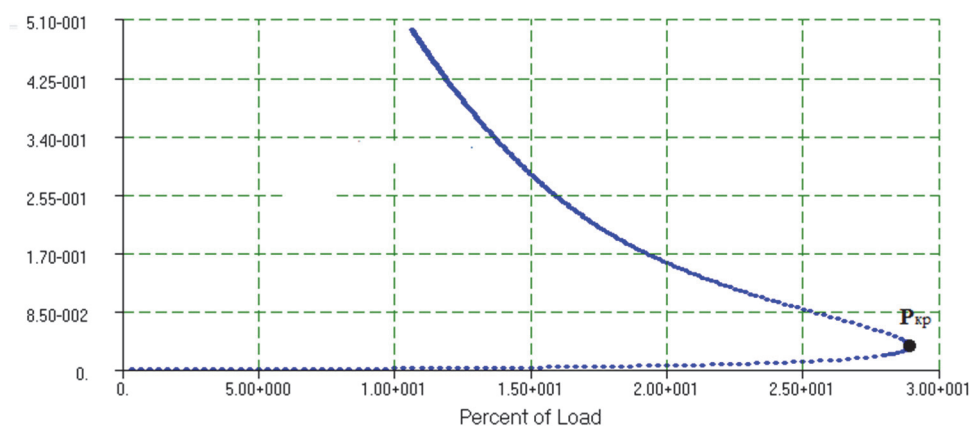


Рис. 11. Кривая равновесия (при $\bar{\xi}_1 = -0,5$ см; $\bar{\xi}_2 = 0,1$ см)
 [Figure 11. Equilibrium curve (at $\bar{\xi}_1 = -0,5$ см; $\bar{\xi}_2 = 0,1$ см)]

Нагрузка $P_{кр}$ является максимальной в случае, когда мы задаем начальное несовершенство по общему прогибу ($\bar{\xi}_1 = -0,5$ см).

Чтобы получить предельную точку на кривой равновесия, необходимо задать несовершенства по местной и общей формам выпучивания. Задавая амплитуды $\bar{\xi}_1 = -0,5$ см и $\bar{\xi}_2 = 0,1$ см, находим величину критической нагрузки $P_{кр} = 57\,818$ кг, тогда $\mu_1^* = 0,33$, что достаточно хорошо совпадает с верхней оценкой, полученной из полуаналитического решения ($0,32 < \mu_1^* < 0,325$). Общий прогиб составил $\bar{\xi}_1 = -0,673$ см. Деформированное равновесие показано на рис. 10. Кривая равновесия показана на рис. 11.

Заключение

В статье рассмотрено решение нелинейной задачи устойчивости подкрепленной пластины в случае кратных и некратных критических нагрузок. Наиболее опасным взаимодействием форм является взаимодействие местной потери устойчивости ребер прямоугольного сечения и формы общего прогиба. Подробное решение данной задачи для подкрепленных пластин приведено в работе [10]. Снижение несущей способности достигало величины 60 %. Результаты полуаналитического и численного решения устойчивости T-образного фрагмента пластины оказались достаточно близкими. Приведенные уравнения приемлемы для определения координат сингулярных точек на кривых равновесия и критических нагрузок.

Список литературы

1. Koiter W.T., Kuiken G.D.C. The interaction between local buckling and overall buckling on the behavior of built-up columns. Delft Laboratory Report WTHD 23. 1971.
2. Koiter W.T., Pignataro M.A. General theory for the interaction between local and overall buckling of stiffened panels. Delft WTHD Report 83. 1976. Pp. 179–222.
3. Van Der Neut A. Mode interaction with a stiffened panel // Harvard Proc. IUTAM Symp., Buckling of Structures. 1974. Pp. 117–132.
4. Tvergaard V. Imperfection sensitivity of a wide integrally stiffened panel under compression // Int. J. Solids Structures. 1973. Vol. 9. Issue 1. Pp. 177–192. [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(73\)90040-1](https://doi.org/10.1016/0020-7683(73)90040-1)
5. Hunt G.W. Imperfection-sensitivity of semi-symmetric branching // Proc. R. Soc. Lond. A. 1977, October 24. Vol. 357. Issue 1689. Pp. 193–211. <https://doi.org/10.1098/rspa.1977.0163>
6. Маневич А.И. К теории связанной потери устойчивости подкрепленных тонкостенных конструкций // Прикладная математика и механика. 1982. № 2. С. 337–345.
7. Маневич А.И. Взаимодействие форм потери устойчивости, сжатой подкрепленной панели // Строительная механика и расчет сооружений. 1981. № 5. С. 24–29.
8. Маневич А.И. Нелинейная теория устойчивости подкрепленных пластин и оболочек с учетом взаимодействия форм выпучивания. Днепропетровск, 1986.
9. Мануйлов Г.А., Косицын С.Б., Грудцына И.Е. Численный анализ критического равновесия гибкой подкрепленной пластины с учетом влияния начальных геометрических несовершенств // Строительная механика и расчет сооружений. 2020. № 1. С. 30–36.

10. Мануйлов Г.А., Косицын С.Б., Грудцына И.Е. Численный анализ устойчивости подкрепленных пластин с некротными критическими нагрузками // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т. 16. № 1. С. 54–61. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-1-54-61>

11. Manuylov G., Kositsyn S., Grudtsyna I. Influence of buckling forms interaction on stiffened plate bearing capacity // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2020. Vol. 16. No. 2. Pp. 83–93.

12. Thompson J.M.T., Tan J.K.Y., Lim K.C. On the topological classification of postbuckling phenomena // *Journal of Structural Mechanics*. 1978. Vol. 6. Issue 4. Pp. 383–414.

13. Мануйлов Г.А. О вычислении корней полиномов методом продолжений // Труды МИИТа. 1971. № 371. С. 133–147.

References

1. Koiter W.T., Kuiken G.D.C. *The interaction between local buckling and overall buckling on the behavior of built-up columns*. Delft Laboratory Report WTHD 23. 1971.

2. Koiter W.T., Pignataro M.A. *General theory for the interaction between local and overall buckling of stiffened panels*. Delft WTHD Report 83. 1976. p. 179–222.

3. Van Der Neut A. Mode interaction with a stiffened panel. *Harvard Proc. IUTAM Symp., Buckling of Structures*. 1974:117–132.

4. Tvergaard V. Imperfection sensitivity of a wide integrally stiffened panel under compression. *Int. J. Solids Structures*. 1973;9(1):177–192. [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(73\)90040-1](https://doi.org/10.1016/0020-7683(73)90040-1)

5. Hunt G.W. Imperfection-sensitivity of semi-symmetric branching. *Proc. R. Soc. Lond. A*. 1977, October 24; 357(1689):193–211. <https://doi.org/10.1098/rspa.1977.0163>

6. Manevich A. To the theory of coupled buckling of reinforced thin-walled structures. *Journal of Applied Mathematics and Mechanics*. 1982;(2):337–345. (In Russ.)

7. Manevich A. Interaction of buckling forms compressed reinforced panels. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 1981;(5):24–29. (In Russ.)

8. Manevich A. *Nelinejnaya teoriya ustojchivosti podkreplennyh plastin i obolochek s uchetom vzaimodejstviya form vypuchivaniya [Nonlinear theory of stability of reinforced plates and shells taking into account the interaction of buckling forms]*. Dnepropetrovsk; 1986. (In Russ.)

9. Manuylov G., Kositsyn S., Grudtsyna I. Numerical analysis critical equilibrium of flexible supported plate with allowance for influence initial geometrical imperfections. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2020;(1):30–36. (In Russ.)

10. Manuylov G., Kositsyn S., Grudtsyna I. Numerical analysis of stability of the stiffened plates subjected aliquant critical loads. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(1):54–61. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-1-54-61>

11. Manuylov G., Kositsyn S., Grudtsyna I. Influence of buckling forms interaction on stiffened plate bearing capacity. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2020;16(2):83–93.

12. Thompson J.M.T., Tan J.K.Y., Lim K.C. On the topological classification of postbuckling phenomena. *Journal of Structural Mechanics*. 1978;6(4):383–414.

13. Manuylov G. On the calculation of the roots of polynomials by the extension method. *MIIT Proceedings*. 1971; (371):133–147. (In Russ.)

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-1-19-29
УДК 624.07

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Расчетная оценка влияния геометрических отклонений от проекта на параметры механической безопасности многоярусных промышленных металлоконструкций (этажерок) в рамках научно-технического сопровождения строительства

А.М. Белостоцкий^{1,2}, Д.С. Дмитриев^{2*}, С.О. Петряшев², Т.Е. Нагибович²¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26²ЗАО «Научно-исследовательский центр СтаДиО», Российская Федерация, 125124, Москва, ул. 3-я Ямского Поля, д. 18

*stadyo@stadyo.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 16 января 2021 г.

Доработана: 18 февраля 2021 г.

Принята к публикации: 20 февраля 2021 г.

Для цитирования

Белостоцкий А.М., Дмитриев Д.С., Петряшев С.О., Нагибович Т.Е. Расчетная оценка влияния геометрических отклонений от проекта на параметры механической безопасности многоярусных промышленных металлоконструкций (этажерок) в рамках научно-технического сопровождения строительства // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 1. С. 19–29. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-19-29>

Аннотация. Рассматривается важный сегмент научно-технического сопровождения (НТС) строительных объектов на этапе строительства, а именно оценка влияния геометрических отклонений от проекта на параметры механической безопасности несущих металлоконструкций. В качестве примера выступает многоярусное промышленное сооружение (технологическая этажерка), на котором продемонстрированы основные особенности такой оценки. Представлен подход к анализу исполнительной документации и выбору наиболее значимых отклонений конструктивных элементов металлоконструкций от проектного положения. Исследовано влияние учета последовательности монтажа (генетической нелинейности) при расчетной оценке напряженно-деформированного состояния металлоконструкций, смонтированных с геометрическими отклонениями от проектного положения. Сопоставлены результаты динамического и статического анализа проектной и фактической (с учетом геометрических отклонений) моделей технологической этажерки. Сформированы методические рекомендации для реализации расчетной оценки влияния геометрических отклонений от проекта на параметры механической безопасности схожих каркасных систем.

Ключевые слова: научно-техническое сопровождение, начальные несовершенства, отклонения от проекта, расчетное обоснование, метод конечных элементов, генетическая нелинейность

Белостоцкий Александр Михайлович, генеральный директор НИЦ СтаДиО, профессор кафедры прикладной математики НИУ МГСУ, доктор технических наук; eLIBRARY SPIN-код: 8372-9904, Scopus Author ID: 36771895000, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-3727-2168>.

Дмитриев Дмитрий Сергеевич, заведующий отделом расчетных исследований, кандидат технических наук; eLIBRARY SPIN-код: 7607-6978, Scopus Author ID: 57204526893.

Петряшев Сергей Олегович, ведущий инженер отдела расчетных исследований; eLIBRARY SPIN-код: 5646-4982, Scopus Author ID: 56433506500.

Нагибович Татьяна Евгеньевна, инженер отдела расчетных исследований; eLIBRARY SPIN-код: 2099-6520, Scopus Author ID: 57196032819.

© Белостоцкий А.М., Дмитриев Д.С., Петряшев С.О., Нагибович Т.Е., 2021

This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Calculated assessment of the impact of geometric deviations from the design on the parameters of mechanical safety of building metal structures within the framework of scientific and technical support for construction

Alexander M. Belostotsky^{1,2}, Dmitry S. Dmitriev^{2*}, Sergey O. Petryashev², Tatyana E. Nagibovich²

¹Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation

²Research and Development Center StaDiO, 18 3rd Yamskogo Polya St, Moscow, 125124, Russian Federation

*stadyo@stadyo.ru

Article history

Received: January 16, 2021

Revised: February 28, 2021

Accepted: February 20, 2021

For citation

Belostotsky A.M., Dmitriev D.S., Petryashev S.O., Nagibovich T.E. Calculated assessment of the impact of geometric deviations from the design on the parameters of mechanical safety of building metal structures within the framework of scientific and technical support for construction. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(1):19–29. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-19-29>

Abstract. An important part of scientific and technical support of civil engineering facilities at a construction stage – evaluation of influence of fluctuations from a designed geometry onto mechanical safety parameters of load-bearing metal structures – is considered. A multi-tier structure (industrial frame tower) is employed to demonstrate main features of such an assessment. Given is an approach to an analysis of as-built documentation and to a choice of most significant fluctuations of structural metal elements from a designed geometry. Effect of erection sequence being taken into consideration, the so-called genetic non-linearity, during computational estimation of a stress-strain state of metal structures mounted with deviations from their design positions is investigated. Results of static and dynamic analyses of designed and as-built (with geometry fluctuations taken into consideration) models of the multi-level industrial frame tower are obtained and compared with each other. Basing on these results, guidelines for computational assessment of effects of fluctuations from a designed geometry onto mechanical safety parameters of similar frame systems are formulated.

Keywords: scientific and technical support, initial imperfections, deviations from the project, calculation justification, finite element method, genetic non-linearity

Введение

Согласно п. 10.5 ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения» научно-техническое сопровождение (НТС) объектов повышенного уровня ответственности (класса КС-3) предусматривается при проектировании, изготовлении и монтаже конструкций, а также их технический мониторинг при возведении и эксплуатации [1; 2]. И если формат научно-технического сопровождения на этапе проектирования устоялся и отчасти сформирован требованиями государственной экспертизы и нормативными документами [3–5], то НТС на этапе строительства зачастую отсутствует или имеет формальный характер. Тем не менее в современной строительной практике встречаются случаи, когда проведение всестороннего научно-технического сопровождения с опорой на математическое моделирование является обязательным и безальтернативным.

Имеются прецеденты, когда объекты повышенного класса ответственности, проекты которых получили положительное заключение государственной экспертизы, на этапе строительства монтируются со значимыми геометрическими отклонениями от проекта, превышающими предельно допустимые значения в соответствии с табл. 4.9 и 4.10 СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции». В таком случае надзорные органы не могут принять объект в эксплуатацию и выдают предписания по устранению дефектов монтажа. Устранить эти отклонения без полного демонтажа металлоконструкции чаще всего невозможно. Единственным выходом из такой ситуации является оценка технического состояния

Alexander M. Belostotsky, General Director of the RDC StaDiO, Professor of the Department of Applied Mathematics of the NRU MGSU, Doctor of Technical Sciences; eLIBRARY SPIN-code: 8372-9904; Author ID: 16677; ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-3727-2168>.

Dmitry S. Dmitriev, Head of Computational Research Department, PhD of Technical Sciences; eLIBRARY SPIN-code: 7607-6978, Scopus Author ID: 57204526893.

Sergey O. Petryashev, leading engineer of Computational Research Department; eLIBRARY SPIN-code: 5646-4982, Scopus Author ID: 56433506500.

Tatyana E. Nagibovich, engineer of Computational Research Department; eLIBRARY SPIN-code: 2099-6520, Scopus Author ID: 57196032819.

смонтированных с отклонениями строительных конструкций с необходимыми расчетами в рамках НТС строительства. Положительная оценка является основанием для ввода в эксплуатацию строительного объекта и рекомендуется ФАУ «Главгосэкспертиза России» со ссылкой на ГОСТ 27751-2014.

Вопросам учета отклонений от проекта для железобетонных монолитных сооружений посвящен ряд работ [6–11]. Настоящая статья посвящена многоярусным промышленным металлоконструкциям (этажеркам) и оценке параметров их механической безопасности с учетом фактических геометрических отклонений от проекта, что является актуальной инженерной задачей и имеет ряд особенностей, связанных с расчетным обоснованием.

Фактические геометрические отклонения конструктивных элементов сооружения чаще всего являются результатом совокупности нескольких элементарных ошибок, допускаемых при изготовлении, обработке и сборке монтажного элемента. Значения предельно допустимых отклонений конструктивных элементов от проектного положения перечислены в табл. 4.9 и 4.10 СП 70.13330.2012, который в свою очередь «унаследовал» их из соответствующих разделов СНиП III-18-75 «Правила производства и приемки работ».

Проведение расчетной оценки влияния геометрических отклонений

Методика проведения расчетной оценки влияния геометрических отклонений на параметры механической безопасности металлоконструкции, а также некоторые особенности таких расчетов показаны на примере технологической этажерки (рис. 1), смонтированной с выявленными по результатам обследования геометрическими отклонениями от проекта, некоторые из которых превышают предельно допустимые значения по СП 70.13330.2012. Рассматриваемое сооружение представляет собой рамно-связевой каркас на железобетонном основании (монолитная плита) с размерами в плане 26×36 м и высотой 68,60 м. Пространственная жесткость и геометрическая неизменяемость конструкций технологической этажерки обеспечивается рамами с жестким защемлением колонн в фундаменты, а также вертикальными и горизонтальными связями между металлическими колоннами.

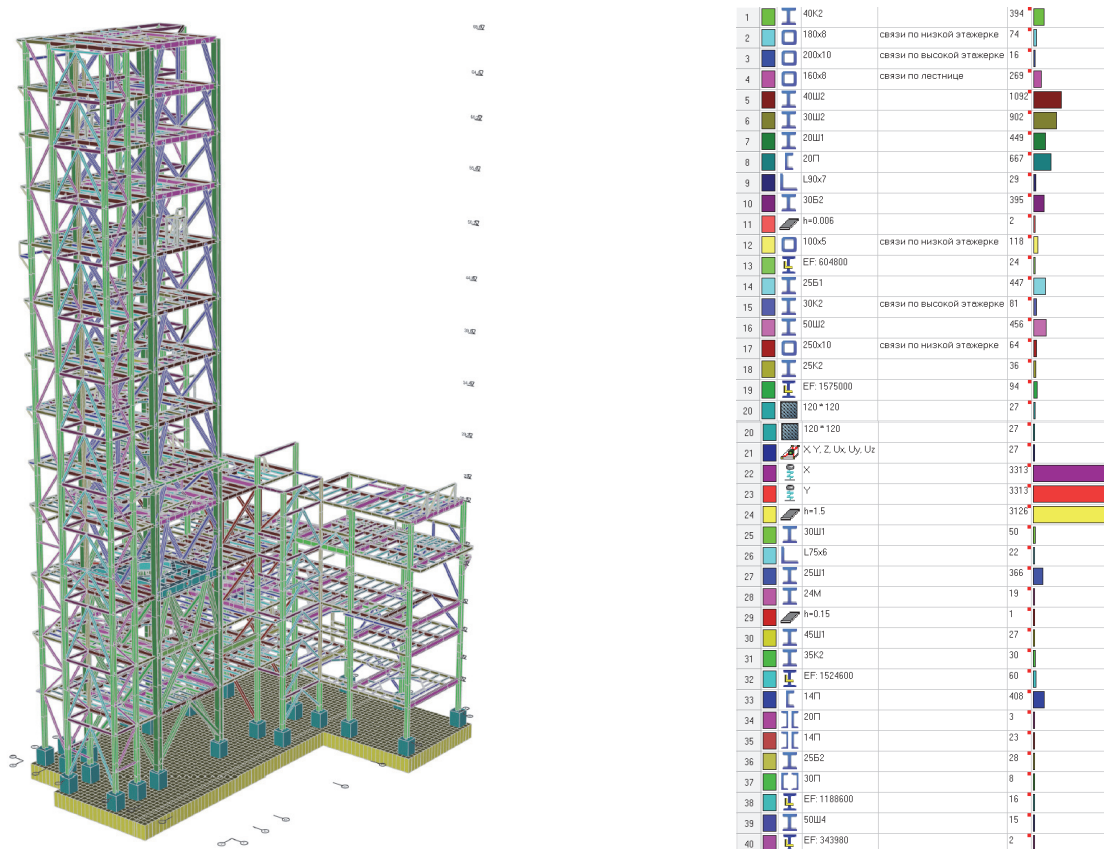


Рис. 1. Общий вид технологической этажерки
[Figure 1. General view of the technological stack]

вес и часть эксплуатационных нагрузок (в зависимости от технологии монтажа). Принимая во внимание вышеизложенное, были проведены расчетные исследования, отражающие влияние учета последовательности монтажа и нагружения (генетической нелинейности) на итоговое НДС несущих конструкций.

Учет влияния последовательности монтажа на геометрические отклонения. В рамках этих исследований разработана расчетная модель в программном комплексе SCAD Office 21 на основе проектной (без отклонений) модели сооружения в соответствии с фактическими стадиями монтажа и нагружения технологической этажерки. Согласно исполнительной документацией, монтаж сооружения включал 12 стадий – это последовательное возведение основных несущих конструкций и настила 12 ярусов до отметки 68,600 м и приложение на последней стадии всех эксплуатационных нагрузок.

Результаты расчетов по модели с учетом монтажа (генетически нелинейная модель 1) сопоставлялись с исходной проектной одномоментной схемой (модель 2). Для данных верификационных задач расчеты проводились на жестком основании, чтобы исключить влияние основания.

Для каждой из моделей сопоставлялись результаты для двух расчетных случаев:

- 1) учтены только накопительные нагрузки (собственный вес и вес настила), характерные непосредственно для возведения конструкции;
- 2) рассмотрено основное сочетание с влиянием всех вертикальных нагрузок.

При расчете только на накопительные нагрузки (собственный вес металлоконструкций и вес настила) проявляется влияние учета монтажа. Для этого расчетного случая наблюдается как качественные, так и количественные отличия в картинах деформирования, однако количественные значения разности перемещений (максимально 1,61 мм) значительно меньше отклонений от проектного положения по исполнительным схемам (от 5 мм до нескольких десятков мм).

При расчете на основное сочетание нагрузок картины деформирования несущих конструкций практически идентичны. Добавление всех нагрузок на последнем шаге монтажа выравнивает результаты для обеих расчетных схем. Влияние только собственного веса мало, по сравнению с остальными нагрузками, что характерно для подобных металлоконструкций.

Анализ полученных результатов показал незначительное влияние последовательности монтажа на напряженно-деформированное состояние несущих конструкций, следовательно, для оценки параметров механической безопасности рассматриваемой конструкции с отклонениями от проекта не требуется учитывать последовательность монтажа. Основываясь на полученных выводах, дальнейшие расчетные исследования фактической модели сооружения проведены по одномоментной схеме.

Построение фактической модели, проводилось путем корректировки проектной. На соответствующих высотных отметках было задано смещение узлов колонн на необходимое значение, согласно исполнительным схемам. Далее были проведены расчеты на основное и особое сочетание нагрузок по фактической и проектной моделям, а результаты сопоставлены.

Результаты расчетных исследований. Определение собственных частот и форм колебаний механических систем – едва ли не самая информативная верификационная задача, интегрирующая многие факторы и параметры расчетной модели и в то же время позволяющая выявить их различие. Поэтому на первом этапе был проведен модальный анализ обеих моделей технологической этажерки. Отметим, что динамические характеристики для фактической модели весьма близки с проектной. Наиболее значимое отличие между фактической и проектной моделями отмечено для третьей собственной формы колебаний и не превышает 1 % (табл. 1). Это объясняется тем, что на третьей собственной форме колеблется фрагмент технологической этажерки, в который вносились фактические отклонения (оси F и E).

Сопоставление результатов статического расчета проектной и фактической моделей на основные сочетания нагрузок представлено в табл. 2. Максимальные перемещения от нормативных нагрузок отличаются только по горизонтальному направлению (разница составляет 0,21 %). Максимальные усилия по основным группам конструктивных элементов отличаются также незначительно (разница не более 3,25 %).

В рамах, в которых зафиксированы максимальные отклонения от проекта, отличия по усилиям в отдельно взятых локальных элементах достигает 5 %. При этом следует заметить, что в отдельных случаях усилия по фактической модели меньше, что объясняется незначительным перераспределением усилий за счет геометрических отклонений несущих элементов.

Максимальные коэффициенты использования по группам конструктивных элементов для проектной и фактической моделей технологической этажерки практически не изменились. При рассмотрении отдельных рам можно выделить отличия в коэффициентах использования несущей способности по отдельно взятым локальным элементам, которые не превышают 10 % (рис. 3–6).

Таблица 1

Частоты собственных колебаний
 [Table 1. Frequencies of natural vibrations]

Номер собственной формы [Custom form number]	Значение собственной частоты, Гц [Natural frequency value, Hz]		Отклонение, % [Deviation, %]
	Проектная модель [Design model]	Фактическая модель [Actual model]	
1	0,5480	0,5480	0,0000
2	0,6200	0,6201	0,0161
3	1,0260	1,0244	0,1562
4	1,0893	1,0893	0,0000
5	1,3484	1,3484	0,0000
6	1,3614	1,3613	0,0073
7	1,4699	1,4697	0,0136
8	1,6114	1,6115	0,0062
9	1,8273	1,8271	0,0109
10	1,8748	1,8748	0,0000

Таблица 2

Параметры НДС при основном сочетании нагрузок
 [Table 2. Parameters of the stress-strain state at the main combination of loads]

Наименование параметра [Parameter name]	Проектная модель [Design model]	Фактическая модель [Actual model]	Отклонение, % [Deviation, %]
Максимальные вертикальные перемещения (нормативные нагрузки без учета коэффициента γ_n) [Maximum vertical displacements (standard loads excluding γ_n coefficient)]	84,67 мм [mm]	84,67 мм [mm]	0,00
Максимальные перемещения вдоль оси X (нормативные нагрузки без учета коэффициента γ_n) [Maximum displacements along the X -axis (standard loads excluding γ_n coefficient)]	107,27 мм [mm]	107,50 мм [mm]	0,21
Максимальные перемещения вдоль оси Y (нормативные нагрузки без учета коэффициента γ_n) [Maximum displacements along the Y -axis (standard loads excluding γ_n coefficient)]	160,57 мм [mm]	160,48 мм [mm]	0,06
Максимальные усилия в металлических колоннах – двутавр 40К2 (расчетные нагрузки с учетом коэффициентов γ_f и γ_n) [Maximum efforts in metal columns – I-beam 40K2 (design loads taking into account the coefficients γ_f and γ_n)]	$N_x = -76,74$ Т [t] $M_y = -30,34$ Т×М [t×m] $M_z = -14,39$ Т×М [t×m]	$N_x = -76,71$ Т [t] $M_y = -31,28$ Т×М [t×m] $M_z = -14,40$ Т×М [t×m]	0,01 3,10 0,07
Максимальные усилия в металлических балках – двутавр 40Ш2 (расчетные нагрузки с учетом коэффициентов γ_f и γ_n) [Maximum efforts in metal beams – I-beam 40SH2 (design loads taking into account the coefficients γ_f and γ_n)]	$N_x = 113,62$ Т [t] $M_y = -34,09$ Т×М [t×m]	$N_x = 113,72$ Т [t] $M_y = -34,15$ Т×М [t×m]	0,09 0,18
Максимальные усилия в металлических балках – двутавр 30Ш2 (расчетные нагрузки с учетом коэффициентов γ_f и γ_n) [Maximum efforts in metal beams – I-beam 30SH2 (design loads taking into account the coefficients γ_f and γ_n)]	$N_x = 81,82$ Т [t] $M_y = 14,30$ Т×М [t×m]	$N_x = 81,71$ Т [t] $M_y = 14,31$ Т×М [t×m]	0,13 0,07
Максимальные усилия в металлических балках – двутавр 30Б2 (расчетные нагрузки с учетом коэффициентов γ_f и γ_n) [Maximum efforts in metal beams – I-beam 30B2 (design loads taking into account the coefficients γ_f and γ_n)]	$N_x = -40,01$ Т [t] $M_y = 2,64$ Т×М [t×m]	$N_x = -39,92$ Т [t] $M_y = 2,64$ Т×М [t×m]	0,23 0,00
Максимальные усилия в металлических балках – двутавр 50Ш2 (расчетные нагрузки с учетом коэффициентов γ_f и γ_n) [Maximum efforts in metal beams – I-beam 50SH2 (design loads taking into account the coefficients γ_f and γ_n)]	$N_x = 102,89$ Т [t] $M_y = -57,27$ Т×М [t×m]	$N_x = 102,90$ Т [t] $M_y = -59,13$ Т×М [t×m]	0,01 3,25

Наименование параметра [Parameter name]	Проектная модель [Design model]	Фактическая модель [Actual model]	Отклонение, % [Deviation, %]
Максимальные усилия в металлических балках – двутавр 25Ш1 (расчетные нагрузки с учетом коэффициентов γ_f и γ_n) [Maximum efforts in metal beams – I-beam 25SH1 (design loads taking into account the coefficients γ_f and γ_n)]	$N_x = 5,23 \text{ т [t]}$ $M_y = 4,95 \text{ т}\times\text{м [t}\times\text{m]}$	$N_x = 5,08 \text{ т [t]}$ $M_y = 4,95 \text{ т}\times\text{м [t}\times\text{m]}$	2,95 0,00
Максимальные усилия в связях – тр.□160×8 (расчетные нагрузки с учетом коэффициентов γ_f и γ_n) [Maximum efforts in ties – tr.□160×8 (design loads taking into account the coefficients γ_f and γ_n)]	$N_x = -48,57 \text{ т [t]}$	$N_x = -48,56 \text{ т [t]}$	0,02
Максимальные усилия в связях – тр.□100×5 (расчетные нагрузки с учетом коэффициентов γ_f и γ_n) [Maximum efforts in ties – tr.□100×5 (design loads taking into account the coefficients γ_f and γ_n)]	$N_x = -14,79 \text{ т [t]}$	$N_x = -14,78 \text{ т [t]}$	0,07
Максимальные усилия в связях – тр.□180×8 (расчетные нагрузки с учетом коэффициентов γ_f и γ_n) [Maximum efforts in ties – tr.□180×8 (design loads taking into account the coefficients γ_f and γ_n)]	$N_x = -44,77 \text{ т [t]}$	$N_x = -44,80 \text{ т [t]}$	0,07
Максимальные усилия в связях – тр.□250×10 (расчетные нагрузки с учетом коэффициентов γ_f и γ_n) [Maximum efforts in ties – tr.□250×10 (design loads taking into account the coefficients γ_f and γ_n)]	$N_x = -136,17 \text{ т [t]}$	$N_x = -136,27 \text{ т [t]}$	0,07
Максимальные усилия в связях – тр.□200×10 (расчетные нагрузки с учетом коэффициентов γ_f и γ_n) [Maximum efforts in ties – tr.□200×10 (design loads taking into account the coefficients γ_f and γ_n)]	$N_x = -66,99 \text{ т [t]}$	$N_x = -67,20 \text{ т [t]}$	0,31
Максимальные усилия в связях – двутавр 30К2 (расчетные нагрузки с учетом коэффициентов γ_f и γ_n) [Maximum efforts in ties – I-beam 30K2 (design loads taking into account the coefficients γ_f and γ_n)]	$N_x = -146,38 \text{ т [t]}$	$N_x = -146,37 \text{ т [t]}$	0,01

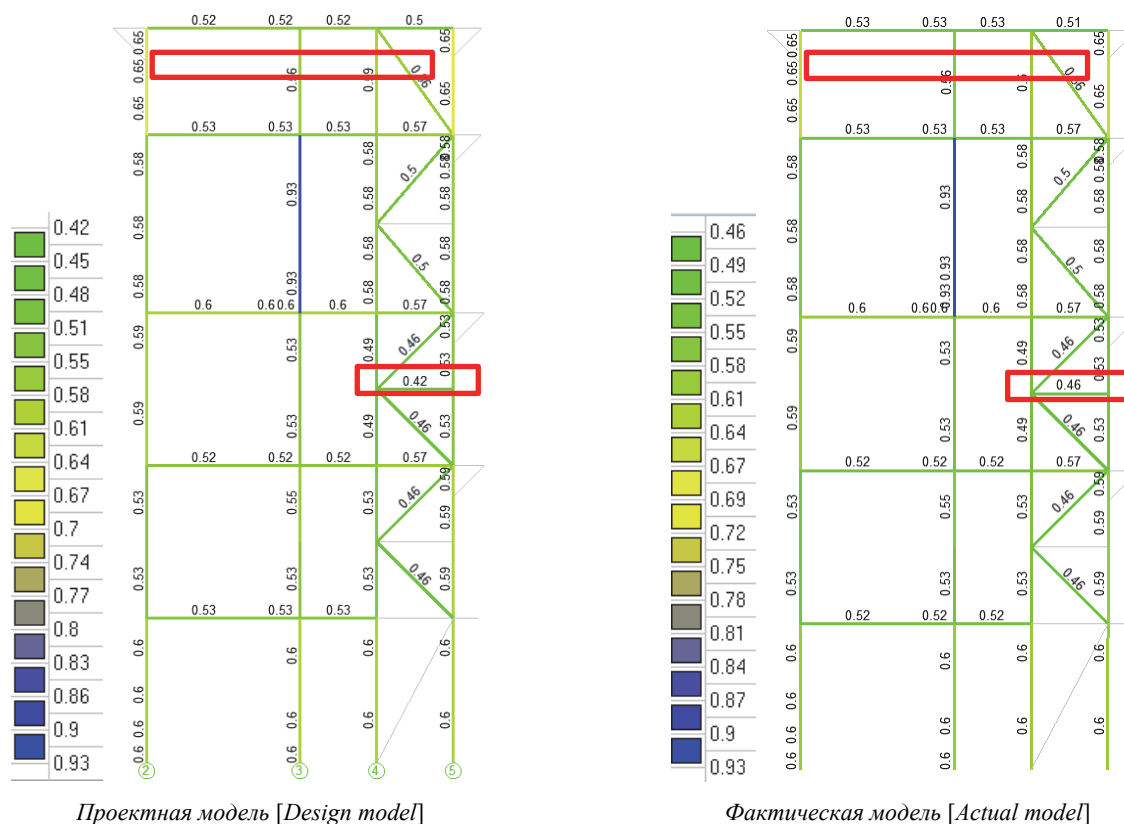


Рис. 3. Коэффициенты использования. Рама по оси E/2–5 на отметках 0–29,2
[Figure 3. Usage factors. Frame along the E/2–5 axis at marks 0–29.2]

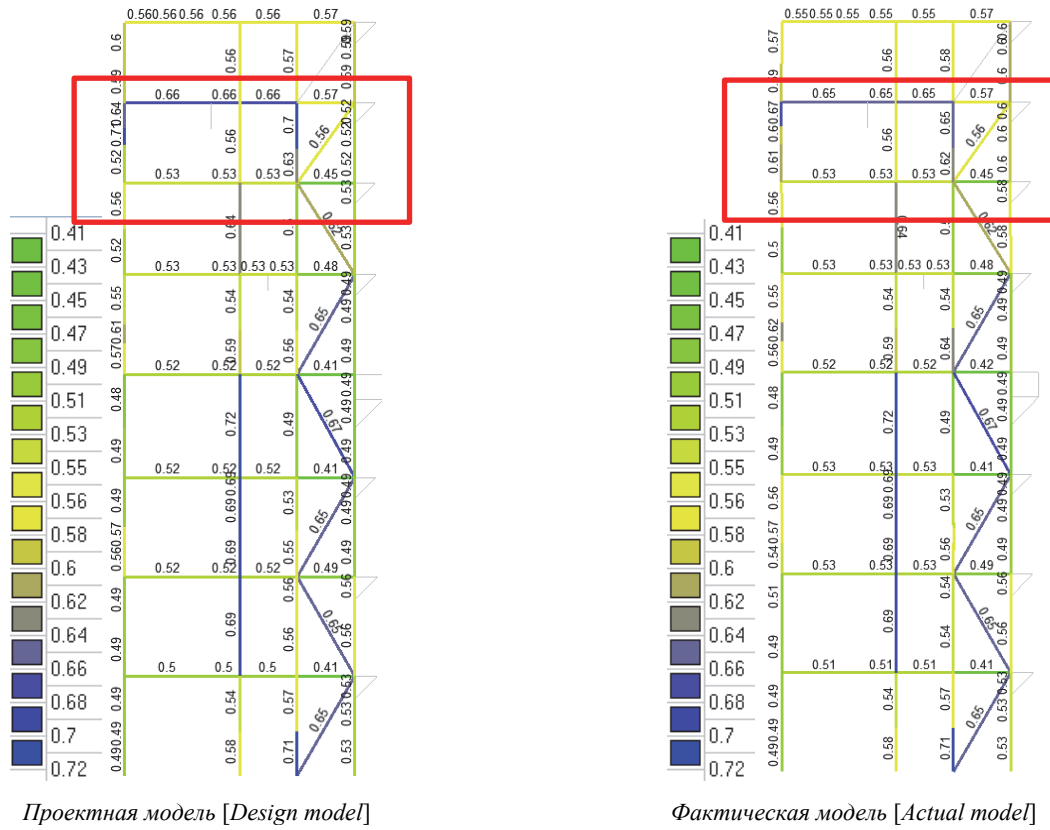


Рис. 4. Коэффициенты использования. Рама по оси E/2–5 на отметках 29,2–68,3
 [Figure 4. Usage factors. Frame along the E/2–5 axis at 29.2–68.3]

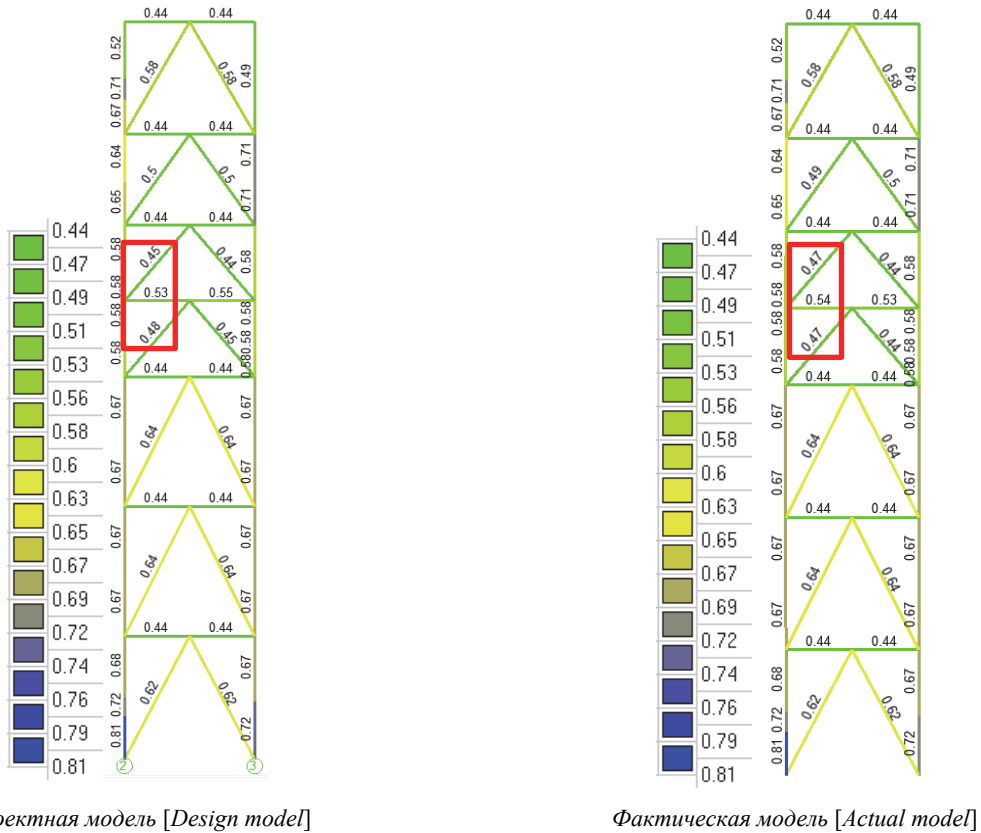


Рис. 5. Коэффициенты использования. Рама по оси F/2–3 на отметках 0,0–34,4
 [Figure 5. Usage factors. Frame along the F/2–3 axis at 0.0–34.4 marks]

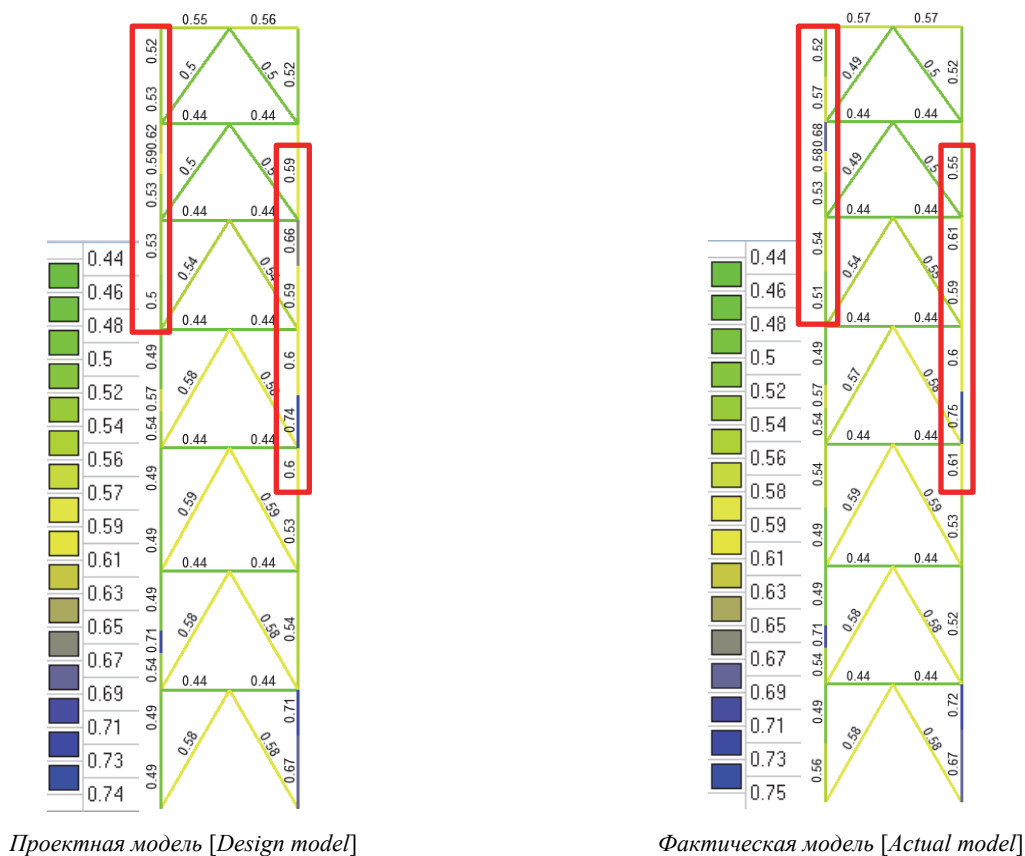


Рис. 6. Коэффициенты использования. Рама по оси F/2–3 на отметках 34,4–68,6
 [Figure 6. Usage factors. Frame along the F/2–3 axis at 34.4–68.6]

Для представленной конструкции помимо расчетов на основные сочетания нагрузок также были проведены расчеты на особые сочетания (устойчивость к прогрессирующему обрушению). Рассматривались два сценария локального разрушения – удаление наиболее нагруженных колонн по осям *E* и *F*. Результаты показали схожую картину с расчетами на основное сочетание. Усилия в отдельных элементах изменились в пределах 5 %, при этом коэффициенты использования изменились в пределах 10 %. Фактор, по которому реализовано максимальное значение коэффициента использования, – прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов. При этом конструкция удовлетворяет нормативным требованиям прочности, жесткости и устойчивости.

Анализ полученных данных показывает незначительное влияние фактических отклонений от проекта на несущую способность конструкций технологической этажерки. Данный вывод применим только к конкретному сооружению с определенными значениями геометрических отклонений от проекта. Распространять полученные результаты на другие сооружения данного типа недопустимо. Это связано с тем, что геометрические отклонения от проекта в отдельных элементах конструкции могут создавать бесконечное множество комбинаций для сооружения в целом, а следовательно, и вариантов картины фактического НДС может быть очень много.

Заключение

На основании проведенных расчетных исследований, представленных в статье, можно сформулировать ряд методических указаний и рекомендаций для проведения расчетного анализа металлических конструкций типа многоярусных металлических этажерок при оценке влияния геометрических отклонений от проекта:

1. Последовательность монтажа и нагружения конструкции незначительно влияет на результирующее напряженно-деформированное состояние многоярусных промышленных металлоконструкций (этажерок). При анализе влияния отклонений от проекта (для рассматриваемого типа сооружений) расчеты с учетом генетической нелинейности (последовательности монтажа) обоснованно можно не проводить.

2. Наибольшее влияние на изменение НДС конструкции оказывают горизонтальные отклонения вертикальных несущих элементов. Поэтому отклонениями горизонтальных несущих элементов в уровне перекрытия (которые по своим значениям значительно меньше размеров сечений основных элементов) можно обоснованно пренебречь.

3. Рекомендуется проводить анализ исполнительных схем по горизонтальным отклонениям вертикальных несущих элементов и задавать их максимальное значение в расчетной схеме как минимум на двух соседних рамах.

4. Если в фактической расчетной схеме усилия и коэффициенты использования в отдельных конструктивных элементах конструкции при основном сочетании нагрузок увеличиваются по сравнению с проектной схемой не более чем на 10 % (при условии, что максимальный коэффициент использования ниже 0,95), можно обоснованно отказаться от расчета на прогрессирующее обрушение по фактической схеме.

Предложенный и рассмотренный в настоящей статье подход предварительного анализа чувствительности к геометрическим отклонениям от проекта (с выработкой рекомендаций по упрощенному расчетному анализу) можно распространить на иные конструктивные схемы.

Список литературы

1. Белостоцкий А.М., Акимов П.А. Актуальные проблемы численного моделирования зданий, сооружений и комплексов. Т. 1. К 25-летию Научно-исследовательского центра СтаДиО. М.: Издательство АСВ, 2016. 426 с.
2. Белостоцкий А.М., Акимов П.А. Актуальные проблемы численного моделирования зданий, сооружений и комплексов. Т. 2. К 25-летию Научно-исследовательского центра СтаДиО. М.: Издательство АСВ, 2016. 426 с.
3. Belostotsky A.M., Akimov P.A., Dmitriev D.S., Nagibovich A.I. Computational analysis of the stress-strain state, strength and stability of tallest skyscraper of the Moscow International Business Center with allowance for static and wind loads and hypothetical local damage // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2019. Vol. 698. Issue 2. Pp. 022066. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/698/2/022066>
4. Belostotsky A.M., Aul A.A., Dmitriev D.S., Dyadchenko Y.N., Nagibovich A.I., Ostrovsky K.I., Pavlov A.S., Akimov P.A., Sidorov V.N. Computer-aided analysis of mechanical safety of stadiums for the World Cup 2018 in Russia. Part 1. Introduction, creation of finite element models, structural analysis at basic combinations of loads and impacts // 2019 International Conference on Information and Digital Technologies (IDT). IEEE, 2019. Pp. 21–29.
5. Belostotsky A.M., Aul A.A., Dmitriev D.S., Dyadchenko Y.N., Nagibovich A.I., Ostrovsky K.I., Pavlov A.S., Akimov P.A., Kayukov T.B., Sidorov V.N. Computer-aided analysis of mechanical safety of stadiums for the World Cup 2018 in Russia. Part 2. Structural analysis at special combinations of loads and impacts, structural health monitoring // 2019 International Conference on Information and Digital Technologies (IDT). IEEE, 2019. Pp. 30–37.
6. Свинцова А. Влияние отклонения осей колонн от вертикали на несущую способность фундаментов // Вестник магистратуры. 2017. № 2–2. С. 44–45.
7. Уваров С. Об учете влияния начальных горизонтальных отклонений при производстве работ на несущую способность конструкций монолитных железобетонных каркасных зданий // Вестник ТвГТУ. 2016. Т. 184. № 2 (30). С. 114–117.
8. Обухова Т., Кузнецов О. Влияние отклонения осей колонн от вертикали на несущую способность фундаментов // Вестник ОГУ. 2007. № 2. С. 169–171.
9. Игошин В., Лебедев В. Учет начальных отклонений от вертикали колонн каркасных зданий на их несущую способность // Жилищное строительство. 2011. № 7. С. 30–34.
10. Kasama K., Whittle A.J., Kitazume M. Effect of spatial variability of block-type cement-treated ground on the bearing capacity of foundation under inclined load // Soils and Foundations. 2019. Vol. 59. Pp. 2125–2143. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2019.11.007>
11. Wang J., Wan Ch., Zeng Q., Shen L., Malik M.A., Yan D. Effect of eccentricity on retrofitting efficiency of basalt textile reinforced concrete on partially damaged masonry columns // Composite Structures. 2020. Vol. 232. P. 111585. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2019.111585>
12. Belostotsky A.M. et al. Adaptive finite-element models in structural health monitoring systems // Magazine of Civil Engineering. 2018. Vol. 2 (78). Pp. 169–178.
13. Kayukov T.B., Belostotsky A.M., Akimov P.A., Sidorov V.N. Mathematical and computer modelling as the basis of structural health monitoring // IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 2018. Vol. 456. Issue 1. Pp. 01207. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/456/1/012072>

References

1. Belostotsky A.M., Akimov P.A., Aktual'nye problemy chislenного modelirovaniya zdaniy, sooruzhenij i kompleksov. T. 1. K 25-letiyu Nauchno-issledovatel'skogo centra StaDiO [Actual problems of numerical modeling of buildings, structures and complexes. Vol. 1. To the 25th anniversary of the Research and Development Center StaDiO]. Moscow: ASV Publishing House; 2016. (In Russ.)

2. Belostotsky A.M., Akimov P.A. Aktual'nye problemy chislennogo modelirovaniya zdaniy, sooruzhenij i kompleksov. T. 2. K 25-letiyu Nauchno-issledovatel'skogo centra StaDyO [Actual problems of numerical modeling of buildings, structures and complexes. Vol. 2. To the 25th anniversary of the Research and Development Center StaDiO]. Moscow: ASV Publishing House; 2016. (In Russ.)
3. Belostosky A.M., Akimov P.A., Dmitriev D.S., Nagibovich A.I. Computational analysis of the stress-strain state, strength and stability of tallest skyscraper of the Moscow International Business Center with allowance for static and wind loads and hypothetical local damage. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 2019;698:022066. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/698/2/022066>
4. Belostotsky A.M., Aul A.A., Dmitriev D.S., Dyadchenko Y.N., Nagibovich A.I., Ostrovsky K.I., Pavlov A.S., Akimov P.A., Sidorov V.N. Computer-aided analysis of mechanical safety of stadiums for the World Cup 2018 in Russia. Part 1. Introduction, creation of finite element models, structural analysis at basic combinations of loads and impacts. *2019 International Conference on Information and Digital Technologies (IDT)*. IEEE; 2019. p. 21–29.
5. Belostotsky A.M., Aul A.A., Dmitriev D.S., Dyadchenko Y.N., Nagibovich A.I., Ostrovsky K.I., Pavlov A.S., Akimov P.A., Kaytukov T.B., Sidorov V.N. Computer-aided analysis of mechanical safety of stadiums for the World Cup 2018 in Russia. Part 2. Structural analysis at special combinations of loads and impacts, structural health monitoring. *2019 International Conference on Information and Digital Technologies (IDT)*. IEEE; 2019. p. 30–37.
6. Svintsova A. Influence of the deviation of the axes of the columns from the vertical on the bearing capacity of the foundations. *Magistracy Bulletin*. 2017;2(2):44–45. (In Russ.)
7. Uvarov S. On taking into account the influence of initial horizontal deviations in the production of work on the bearing capacity of structures of monolithic reinforced concrete frame buildings. *Vestnik TvSTU*. 2016;2(30):114–117.
8. Obukhova T., Kuznetsov O. The influence of the deviation of the axes of the columns from the vertical on the bearing capacity of foundations. *Vestnik OSU*. 2007;(2):169–171.
9. Igoshin V., Lebedev V. Taking into account the initial deviations from the vertical of the columns of frame buildings for their bearing capacity. *Zhilishchnoe stroitel'stvo [Housing Construction]*. 2011;(7):30–34.
10. Kasama K., Whittle A.J., Kitazume M. Effect of spatial variability of block-type cement-treated ground on the bearing capacity of foundation under inclined load. *Soils and Foundations*. 2019;59:2125–2143. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2019.11.007>
11. Wang J., Wan Ch., Zeng Q., Shen L., Malik M.A., Yan D. Effect of eccentricity on retrofitting efficiency of basalt textile reinforced concrete on partially damaged masonry columns. *Composite Structures*. 2020;232:111585. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2019.111585>
12. Belostotsky A.M. et al. Adaptive finite-element models in structural health monitoring systems. *Magazine of Civil Engineering*. 2018;2(78):169–178.
13. Kaytukov T.B., Belostosky A.M., Akimov P.A., Sidorov V.N. Mathematical and computer modelling as the basis of structural health monitoring. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 2018;456:01207. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/456/1/012072>

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ SEISMIC RESISTANCE

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-1-30-41
УДК 699.841

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Сейсмостойкость виброизолированных фундаментов турбоагрегатов в зависимости от частотного состава сейсмического воздействия

А.Е. Бабский¹, В.В. Лалин², И.И. Олейников¹, В.А. Тарасов^{1,2*}

¹Научно-исследовательский и проектно-конструкторский институт энергетических технологий «АТОМПРОЕКТ»,
Российская Федерация, 197183, Санкт-Петербург, ул. Савушкина, д. 82, лит. А

²Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Российская Федерация, 195251, Санкт-Петербург,
ул. Политехническая, д. 29

*vtarasov1000@yandex.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 31 декабря 2020 г.
Доработана: 8 февраля 2021 г.
Принята к публикации: 12 февраля 2021 г.

Благодарности

Работа выполнена при поддержке Academic Excellence Project 5–100, реализуемого Санкт-Петербургским политехническим университетом Петра Великого, Санкт-Петербург, Российская Федерация.

Для цитирования

Бабский А.Е., Лалин В.В., Олейников И.И., Тарасов В.А. Сейсмостойкость виброизолированных фундаментов турбоагрегатов в зависимости от частотного состава сейсмического воздействия // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 1. С. 30–41. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-30-41>

Аннотация. Сейсмостойкость виброизолированных фундаментов турбоагрегатов сложнейшая и многогранная проблема, включающая в себя множество аспектов. Фундамент турбоагрегата – специальная строительная конструкция, объединяющая части турбоагрегата в единую машину и служащая для восприятия статических и динамических нагрузок. Количество проектируемых и строящихся электростанций в районах с высоким уровнем сейсмичности велико и продолжает расти. Среди прочих перед инженером-проектировщиком и расчетчиком возникает вопрос влияния частотного состава сейсмического воздействия на сейсмостойкость виброизолированных фундаментов турбоагрегатов. Динамические расчеты проводятся в программном комплексе Nastran методом прямого интегрирования уравнений движения с применением метода конечных элементов. Основными критериями сейсмостойкости виброизолированного фундамента турбоагрегата приняты величины максимальных сейсмических ускорений в осевом направлении на отметке установки турбоагрегата, а также величины максимальных сейсмических перемещений виброизолированного фундамента (деформации виброизоляторов). Результаты проведенных вычислительных экспериментов свидетельствуют о значительном влиянии частотного состава сейсмического воздействия на поведение виброизолированных фундаментов турбоагрегатов. Расчеты фундаментов, учитывающие землетрясения одинаковой интенсивности, но с различными значениями преобладающих частот воздействия, приводят к различающимся в несколько раз значениям максимальных сейсмических ускорений на отметке установки турбоагрегата и сейсмических перемещений.

Ключевые слова: виброизолированный фундамент турбоагрегата, спектр ответа, сейсмостойкость, землетрясение, частотный состав сейсмического воздействия, динамика сооружений, сейсмический расчет

Бабский Александр Евгеньевич, главный специалист по динамике сооружений строительного отдела – турбинный остров; eLIBRARY SPIN-код: 9620-8675, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-8297-1630>.

Лалин Владимир Владимирович, профессор Высшей школы промышленно-гражданского и дорожного строительства Инженерно-строительного института, доктор технических наук; eLIBRARY SPIN-код: 8220-6921, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-3850-424X>.

Олейников Илья Игоревич, инженер-проектировщик строительного отдела – турбинный остров; eLIBRARY SPIN-код: 5199-3194, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-6473-5669>.

Тарасов Владимир Александрович, аспирант Высшей школы промышленно-гражданского и дорожного строительства Инженерно-строительного института; eLIBRARY SPIN-код: 9264-3744, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-1030-8370>.

© Бабский А.Е., Лалин В.В., Олейников И.И., Тарасов В.А., 2021



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Seismic stability of vibration-insulated turbine foundations depending on the frequency composition of seismic impact

Aleksandr E. Babsky¹, Vladimir V. Lalin², Iliia I. Oleinikov¹, Vladimir A. Tarasov^{1,2*}

¹JSC ATOMPROEKT, 82A Savushkina St, Saint Petersburg, 197183, Russian Federation

²Peter the Great Saint Petersburg Polytechnic University, 29 Politechnicheskaya St, Saint Petersburg, 195251, Russian Federation

*vtarasov1000@yandex.ru

Article history

Received: December 31, 2020

Revised: February 8, 2021

Accepted: February 12, 2021

Acknowledgements

This research work was supported by the Academic Excellence Project 5–100 proposed by Peter the Great Saint Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg, Russian Federation.

For citation

Babsky A.E., Lalin V.V., Oleinikov I.I., Tarasov V.A. Seismic stability of vibration-insulated turbine foundations depending on the frequency composition of seismic impact. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(1): 30–41. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-30-41>

Abstract. The seismic resistance of vibration-insulated turbine foundations is a complex and multifaceted problem that includes many aspects. The turbine foundation is a special building structure that unites parts of the turbine and generator unit into a single machine and it is used for static and dynamic loads accommodation. The number of designed and constructed power plants in high seismic level areas is large and steadily growing. In addition, engineers and designers deal with the issue of the frequency composition of the seismic impact influence on the seismic resistance of vibration-insulated turbine foundations. Dynamic calculations were performed in NASTRAN software using time history analysis and the finite element method. The main criteria for the seismic resistance of a vibration-insulated turbine foundation are the values of the maximum seismic accelerations in the axial direction at the level of the turbine installation and the values of vibration-insulated foundation maximum seismic displacements (deformations of vibration isolators). The results of the calculation experiments proved a significant effect of seismic action frequency composition on the behavior of the vibration-insulated turbine foundations. Calculations of foundations, taking into account earthquakes of the same intensity, but with different values of the prevailing frequencies of the impact, lead to the differing by several times values of the maximum seismic accelerations at the turbine level and seismic displacements.

Keywords: vibration-insulated turbine unit foundation, response spectrum, seismic stability, earthquake, seismic frequency composition, structural dynamics, seismic calculation

Введение

В наше время большое количество энергетических объектов, в частности электростанций, проектируются и возводятся в районах с высокой сейсмичностью. Одной из главных установок любой электростанции является турбоагрегат, вырабатывающий электроэнергию. Сохранение целостности и работоспособности турбоагрегата во время и после прохождения землетрясения является одной из центральных задач проектирования и расчета виброизолированных фундаментов турбоагрегатов при высоком уровне сейсмичности площадки строительства.

Стоит отметить, что целый ряд атомных электростанций (АЭС), проектируемых сотрудниками корпорации «Росатом»: АЭС «Эль-Дабаа» (Египет), «Пакш-2» (Венгрия), «Аккую» (Турция), «Руппур» (Бангладеш), планируется возводить в районах с высокой сейсмичностью. На всех этих станциях предусмотрены от двух до четырех блоков с турбоагрегатами мощностью 1200 МВт, устанавливаемыми на виброизолированные фундаменты.

При строительстве объектов повышенной ответственности, к которым относятся электростанции большой мощности и все атомные электростанции, проводится микросейсмораионирование, а также определение сейсмических условий площадки строительства. Результатом вышеуказанных работ часто являются спектры исходного сейсмического воздействия для конкретной площадки. Даже для одной и той же площадки в результате нескольких исследований возможно получение принципиально различных

Aleksandr E. Babsky, chief specialist (Structural Dynamics) of the Construction Department – Turbine Island; eLIBRARY SPIN-code: 9620-8675, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-8297-1630>.

Vladimir V. Lalin, Professor of the Higher School of Industrial, Civil and Road Construction of the Institute of Civil Engineering, Dr.Sc.; eLIBRARY SPIN-code: 8220-6921, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-3850-424X>.

Iliia I. Oleinikov, design engineer of the Construction Department – Turbine Island; eLIBRARY SPIN-code: 5199-3194, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-6473-5669>.

Vladimir A. Tarasov, graduate student of the Higher School of Industrial, Civil and Road Construction of the Institute of Civil Engineering; eLIBRARY SPIN-code: 9264-3744, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-1030-8370>.

спектров исходного сейсмического воздействия. При этом даже при совпадении данных интенсивности землетрясения (максимальные сейсмические ускорения) частотный состав может сильно отличаться.

Объектом исследования в данной работе является виброизолированный фундамент турбоагрегата (ФТА), предметом исследования – сейсмостойкость ФТА в зависимости от частотного состава сейсмического воздействия.

Акселерограмма землетрясения – зависимость сейсмического ускорения от времени для фиксированного направления – обычно представляется в виде графика или оцифровки. Важнейшей характеристикой акселерограммы является амплитуда сейсмического ускорения. Ее величина показывает максимальное значение сейсмического ускорения землетрясения. При этом каждому значению сейсмической балльности соответствует свое значение сейсмического ускорения грунта. Для принятой в России шкалы балльности землетрясений MSK-64 расчетными являются землетрясения в 7, 8 и 9 баллов с пиковыми сейсмическими ускорениями 0,1g, 0,2g и 0,4g соответственно.

Колебания конструкций во время землетрясения – динамический процесс, поэтому реакция сооружений зависит не только от величины ускорения, но и в не меньшей степени от частотного состава возмущения [1].

Науке известны случаи, когда землетрясение с пиковыми ускорениями грунта вплоть до 0,4g приводило лишь к умеренным повреждениям сооружений, и наоборот, землетрясения с относительно небольшими ускорениями приводили к сильным разрушениям [1]. Данные факты можно объяснить как раз различными частотными составами сейсмических колебаний грунта. В случае, когда преобладающие частоты сейсмического возмущения близки к частотам основных собственных форм колебаний конструкции, в последней развиваются сильные колебания, несмотря на достаточно невысокие значения сейсмических ускорений грунта.

Частотный состав акселерограммы землетрясения характеризуется ее спектром ответа. Спектр ответа (реакции) – совокупность абсолютных значений максимальных ответных ускорений линейного осциллятора при заданном акселерограммой воздействии с учетом собственной частоты и параметра демпфирования осциллятора.

Для выполнения корректного сравнительного анализа поведения конструкции виброизолированных фундаментов при различных параметрах сейсмического воздействия необходимо все акселерограммы, имеющие различный частотный состав, нормировать на одинаковое значение ускорения. Нормированные акселерограммы описывают землетрясения одинаковой интенсивности, однако из-за различного частотного состава результаты сейсмических расчетов конструкции различны.

Учитывая, что виброизолированные фундаменты турбоагрегатов – это низкочастотные системы с большой массой, очень важно проанализировать, как частотный состав акселерограмм сейсмического воздействия будет влиять на сейсмостойкость фундаментов турбоагрегатов. Данный факт подтверждает актуальность проблемы исследования.

Анализ литературных источников, посвященных сейсмостойкому проектированию и расчету сооружений, конструкций и оборудования электростанций показал широкую освещенность в научной литературе проблем обеспечения сейсмостойкости реакторных отделений АЭС как сооружений наивысшего уровня ответственности. Также в множестве исследований основной упор делается на проблему сейсмостойкости технологического оборудования, чаще всего связанного с безопасностью электростанции. Тем не менее тема сейсмостойкости виброизолированных фундаментов турбоагрегатов в научной литературе широко не представлена, хотя является не менее важной.

Вышеуказанное обстоятельство подтверждает целесообразность проведения исследования, целью которого является определение влияния частотного состава сейсмического воздействия на сейсмостойкость виброизолированных фундаментов турбоагрегатов.

Для достижения поставленной цели решались следующие задачи:

- обзор и сравнительный анализ научной литературы в области обеспечения сейсмостойкости сооружений и оборудования энергетических объектов;
- создание конечно-элементной расчетной модели виброизолированного фундамента турбоагрегата с высокой степенью детализации;
- проведение вычислительных экспериментов – выполнение расчетных сопоставлений динамической реакции виброизолированного фундамента турбоагрегата при сейсмическом воздействии с одинаковой интенсивностью, но с различным частотным составом;
- формулировка выводов по влиянию на сейсмостойкость виброизолированных фундаментов турбоагрегатов сейсмического воздействия с различным частотным составом.

Первые в Советском Союзе исследования в области сейсмической защиты элементов строительных конструкций проводились в ЦНИИСК под руководством Я.М. Айзенберга [2–3]. Их результаты стали основой для дальнейших научно-методических разработок и инструментальных средств в области сейсмостойкого строительства [4].

Открытие новых и развитие существующих научных разработок в сфере сейсмостойкого строительства тесно связаны с развитием и совершенствованием динамических расчетов, способов математического моделирования в расчетах сооружений, усовершенствованием теорий взаимодействия сооружения с основанием и многим другим.

Среди иностранных и отечественных ученых-исследователей в области сейсмостойкости сооружений следует отметить таких, как Я.М. Айзенберг, А.Н. Бирбраер, И.И. Гольденблат, М.Ф. Барштейн, Б.Г. Коронев, И.М. Рабинович, И.А. Константинов, Н. Ньюмарк, Э. Розенблат, С.Г. Шульман, О.А. Савинов, В.В. Костарев, Ю.Л. Рутман, А.М. Уздин, Т.А. Белаш, А.Г. Тяпин [5–7].

Основные проблемы сейсмостойкого проектирования конструктивных элементов сооружений и технологического оборудования энергетических объектов представлены в работах Т. Хираки (2014), Дж. Чена (2014), М. Кумара, А.С. Уиттакера и М.С. Константину (2015) [8–13].

Отдельные конструктивные решения, приводящие к повышению сейсмостойкости строительных конструкций и оборудования, освещены в работах С. Медель-Вера (2015), И. Политопулоса (2015), М.А. Сайед (2015), Е.С. Фироозабада (2015), З. Чжоу, Дж. Вонганда, С. Махина (2016), В.В. Костарева и П.С. Васильева (2007), А. Часалевриса (2020), У. Яна (2019), П. Вана (2018), М. Ана (2018), Дж. Вонга и С. Махина (2020), С.С. Ю (2018), У.С. Чона (2019) [14–25].

В работах М. Исмаила (2018), П.М. Кальви (2018), Л. Муравьевой и Н. Ватина (2014), Дж. Дражича и Н. Ватина (2016), Ю.Л. Рутмана (2017), А.Е. Саргсяна (2013) [26–31] предложены различные методики динамических расчетов, в том числе с учетом демпфирования. Однако в них даны лишь общие принципы учета сейсмических воздействий без учета особенностей конструкции, а также характеристик сейсмического воздействия, связанных с его частотным составом.

Труды [32–36] посвящены учету различного частотного состава сейсмического воздействия при расчетах сооружений и оборудования. В работах отсутствует явный анализ реакции низкочастотных изолированных систем большой массы на сейсмическое воздействие с разным частотным составом.

В предыдущих работах одного из авторов проведен анализ влияния конструкции виброизолированного фундамента быстроходного турбоагрегата на его сейсмостойкость [37] и предложено инновационное конструктивное решение для здания турбины: двойная система сейсмоизоляции фундамента турбоагрегата [38].

Таким образом, по итогам обзора научной литературы по теме исследования сделан вывод об отсутствии в настоящий момент решения вопроса влияния различного частотного состава сейсмического воздействия на сейсмостойкость виброизолированных фундаментов турбоагрегатов. Это еще раз подтверждает актуальность проводимого исследования.

Методы

Для турбоагрегатов, особенно большой мощности, заводом-изготовителем оборудования обычно ограничивается уровень максимального сейсмического горизонтального ускорения в осевом направлении на отметке установки турбоагрегата. Данное обстоятельство связано с прочностью упорного подшипника турбоагрегата. При работе турбины возникает значительный нагрев и, как следствие, температурные деформации. Для того чтобы температурные деформации не привели к сильным температурным напряжениям и, следовательно, к разрушению машины, все опоры турбоагрегата, кроме одной, проектируются скользящими. Единственный упорный подшипник в случае сейсмических колебаний должен воспринять всю горизонтальную нагрузку в осевом направлении не разрушившись. Именно по этой причине заводы-изготовители мощных турбоагрегатов устанавливают ограничение максимального значения сейсмических ускорений в осевом направлении на отметке установки турбоагрегата: отечественный производитель АО «Силовые машины» (Ленинградский металлический завод, ЛМЗ) ограничивает до 0,2–0,23g, французский производитель GE SPS ограничивает нормальную эксплуатацию величиной 0,1g и обеспечивает целостность турбины до 0,35g.

Также немаловажным критерием сейсмостойкости виброизолированных фундаментов турбоагрегатов является величина максимальных сейсмических смещений. Во-первых, технологические трубопроводы большого диаметра, даже при наличии компенсаторов, при сохранении целостности и герметично-

сти могут смещаться лишь в определенных пределах. Во-вторых, сами изолирующие элементы в зависимости от типа и несущей способности имеют ограничения на смещения. В-третьих, фундамент турбоагрегата при сейсмических колебаниях не должен соударяться с конструкциями отметки обслуживания.

В связи с вышеизложенным в данном исследовании выбрано два набора основных параметров для расчетного сравнения и анализа сейсмостойкости фундамента турбоагрегата:

- значения максимальных сейсмических ускорений в осевом направлении на отметке установки турбоагрегата;

- значения максимальных взаимных сейсмических перемещений: виброизолированного фундамента турбоагрегата – опорные конструкции, фундамент турбоагрегата и отметка обслуживания и конденсаторы – опорные конструкции.

Проведение вычислительных экспериментов принято как основной метод исследования в данной работе.

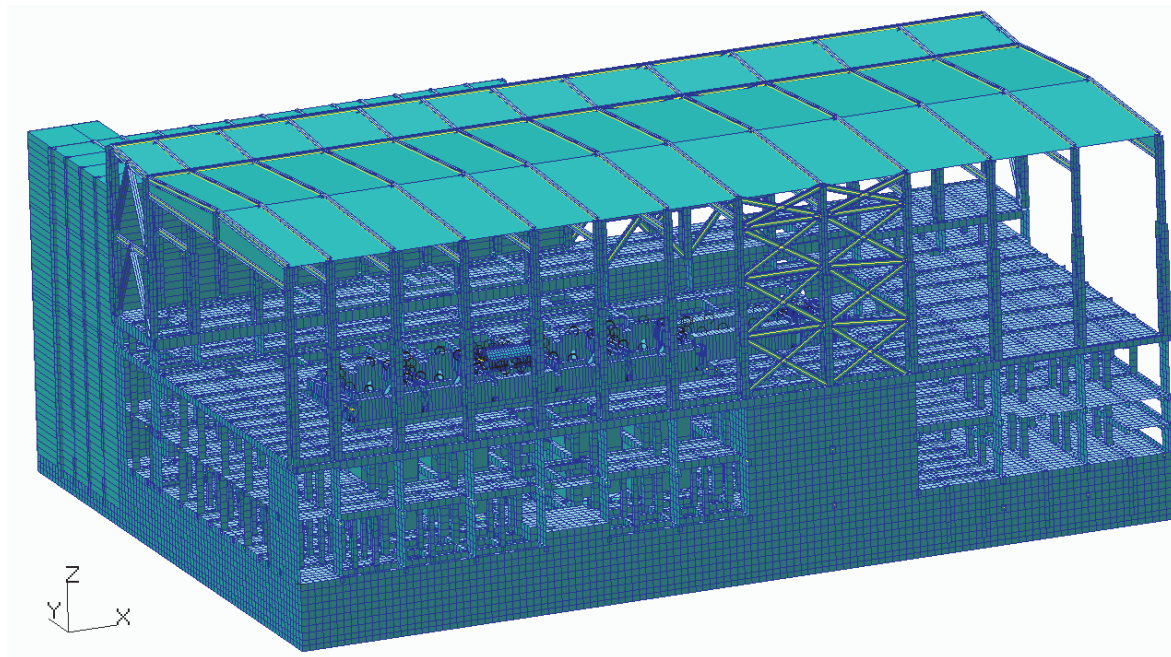


Рис. 1. Конечно-элементная модель здания турбины
[Figure 1. Finite element model of the turbine building]

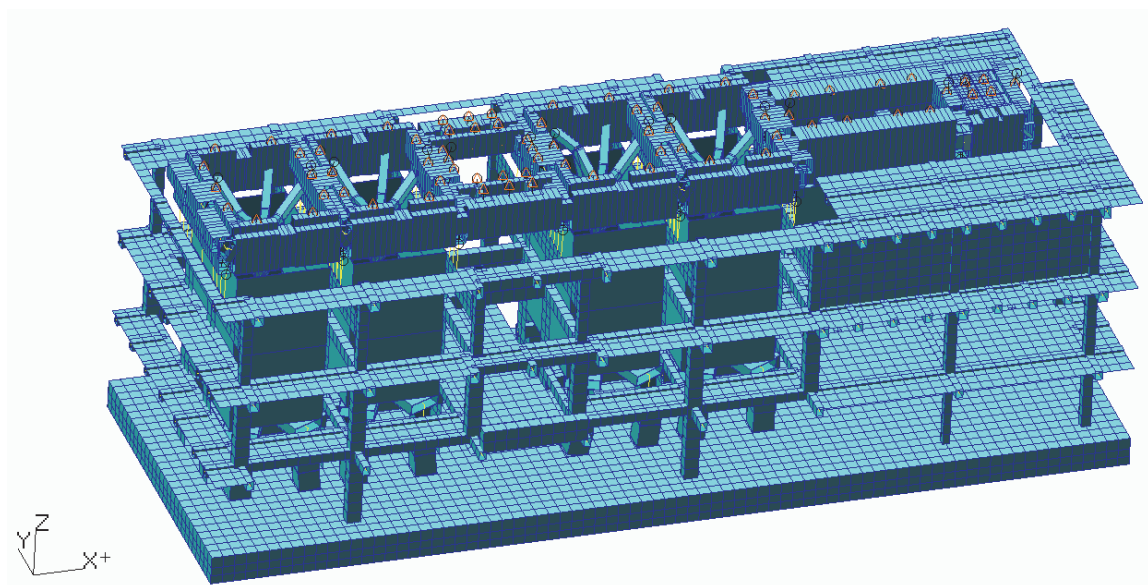


Рис. 2. Конечно-элементная модель фундамента турбоагрегата и опорных конструкций
[Figure 2. Finite element model of the turbine foundation and supporting structures]

Все вычисления производились в MSC/Nastran с применением МКЭ прямым интегрированием уравнений движения. Шаг интегрирования для вычисления спектров 0,001 с, для вычисления перемещений 0,005 с. Конечно-элементная расчетная схема виброизолированного фундамента турбоагрегата в составе здания турбины имеет около 300 000 неизвестных и представлена на рис. 1 и 2. Примыкающие к зданию турбины здания, а также верхняя часть здания турбины моделировались упрощенно для снижения числа неизвестных.

При моделировании расчетной схемы использовались стержневые, пластинчатые, пружинные и специальные конечные элементы. Пружинные изоляторы моделировались пружинными элементами, демпферы – специальными элементами вязкого трения. Турбоагрегат преимущественно моделировался массами.

Общее затухание в системе принято равным 7 %. Коэффициент α в методике Релея принят равным нулю. Общая матрица демпфирования состоит из суммы матрицы затухания Релея и матрицы затухания, полученной из учета сосредоточенных демпферов.

Расчетные схемы для всех восьми расчетов были идентичны.

Для проведения вычислительных экспериментов использовались трехкомпонентные акселерограммы, отдельно по направлению глобальных осей X , Y и Z , нормированные на 0,1g, синтезированные из восьми различных спектров. В качестве динамических характеристик основания приняты характеристики, соответствующие «среднему» грунту, свойства которого указаны в табл. 1. Затухание в грунтах основания ограничивалось величинами: $\xi_z = 0,35$, $\xi_x = 0,15$, $\xi_\phi = 0,15$.

В табл. 2 представлено краткое описание каждого из восьми спектров. Графически спектры по направлению глобальной оси X (в осевом направлении по отношению к фундаменту турбоагрегата) представлены на рис. 3.

Таблица 1

Свойства грунтов основания
[Table 1. Characteristics of base soils]

Наименование [Description]	Модуль сдвига G , МПа [Shear modulus G , MPa]	Коэффициент Пуассона, ν [Poisson's ratio, ν]	Плотность, ρ , кг/м ³ [Density, ρ , kg/m ³]	Модуль деформации, E_d , МПа [Deformation modulus, E_d , MPa]
Глинистые грунты полутвердые («средний» грунт) [Semisolid clayey soils ("medium" soil)]	6350	0.27	2200	150

Таблица 2

Различные спектры сейсмического воздействия
[Table 2. Different spectra of seismic impact]

№	Обозначение [Designation]	Описание [Description]
1	—1_NP	Сейсмический спектр из НП-031-01 (Россия) [Seismic spectrum from NP-031-01 (Russia)]
2	—2_RG	Сейсмический спектр NRC, RG 1.60 (США) [Seismic spectrum NRC, RG 1.60 (USA)]
3	—3_HAF	Сейсмический спектр HAF0101 (Китай) [Seismic spectrum HAF0101 (China)]
4	—4_NE	Сейсмический спектр соответствует сейсмическому микрорайонированию площадки в Северной Европе [The seismic spectrum corresponds to the seismic microzoning of the site in Northern Europe]
5	—5_CE	Сейсмический спектр соответствует сейсмическому микрорайонированию площадки в Центральной Европе, тип 1 [The seismic spectrum corresponds to the seismic microzoning of the site in Central Europe, type 1]
6	—6_CE*	Сейсмический спектр соответствует сейсмическому микрорайонированию площадки в Центральной Европе, тип 2 [The seismic spectrum corresponds to the seismic microzoning of the site in Central Europe, type 2]
7	—7_FA	Сейсмический спектр соответствует сейсмическому микрорайонированию площадки в Передней Азии, тип 1 [The seismic spectrum corresponds to the seismic microzoning of the site in Western Asia, type 1]
8	—8_FA*	Сейсмический спектр соответствует сейсмическому микрорайонированию площадки в Передней Азии, тип 2 [The seismic spectrum corresponds to the seismic microzoning of the site in Western Asia, type 2]

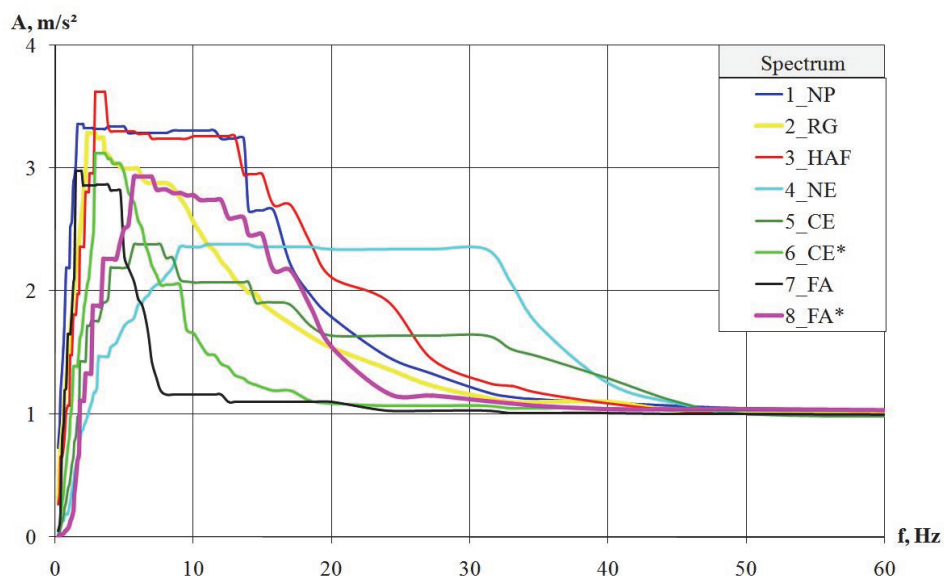


Рис. 3. Спектры сейсмического воздействия по оси X
[Figure 3. Spectra of seismic action along the X axis]

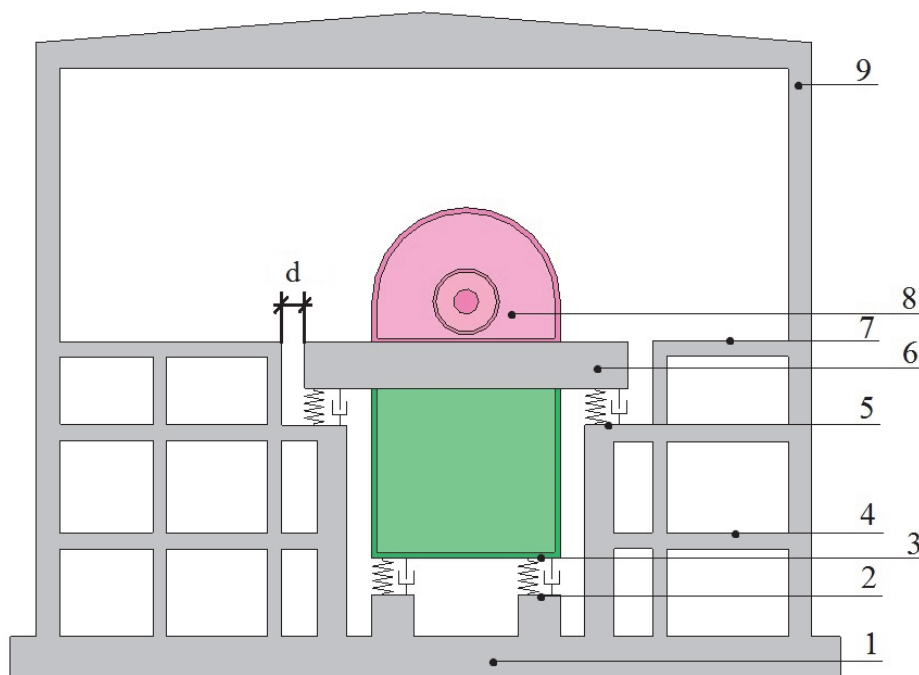


Рис. 4. Поперечный разрез здания турбины с виброизолированным фундаментом турбоагрегата:

1 – уровень нижней фундаментной плиты; 2 – отметка установки изоляторов под конденсаторами; 3 – отметка установки конденсаторов; 4 – уровень промежуточного перекрытия; 5 – отметка установки изоляторов под ФТА (верхняя поверхность подопорных конструкций); 6 – уровень ФТА; 7 – отметка обслуживания; 8 – отметка расположения оборудования; 9 – отметка установки мостового крана большой грузоподъемности

[Figure 4. Cross section of the turbine building with the vibration-insulated turbine foundation:

1 – level of the lower foundation slab; 2 – level of the installation of insulators under the capacitors; 3 – level for the installation of capacitors; 4 – intermediate floor level; 5 – level of installation of insulators under turbine unit foundation (upper surface of support structures); 6 – turbine unit foundation level; 7 – service floor level; 8 – equipment location level; 9 – level of installation of a heavy-duty overhead crane]

Схематично поперечный разрез виброизолированного фундамента турбоагрегата в составе здания турбины с уровнями вычисления спектров сейсмических ускорений представлен на рис. 4. С точки зрения прочности турбоагрегата интересны уровни 3 и 8, уровни 2 и 3, 5 и 6 характеризуют изменения сейсмических ускорений при прохождении через сейсмоизолирующий слой, остальные уровни были включены в расчет для полноты исследования сейсмического поведения всего здания турбины в целом.

Для комплексного анализа сейсмических ускорений на отметке установки турбоагрегата и других отметках были вычислены спектры отклика сейсмических ускорений.

Сейсмические перемещения определялись как взаимные смещения узлов над и под изоляторами (деформации изоляторов), а также как взаимные смещения нескольких пар точек, расположенных на фундаменте турбоагрегата и отметке обслуживания соответственно.

Результаты и обсуждение

В связи с тем, что для фундаментов турбоагрегатов критичным с точки зрения сейсмических ускорения является осевое направление (направление по глобальной оси X расчетной схемы), ниже представлены вычисленные спектры именно для него.

При частотах выше некоторого предела $f = f_{\text{УНП}}$ ускорения при любых затуханиях одинаковы и равны значению, именуемому ускорением нулевого периода (УНП). Это значит, что в диапазоне частот выше $f_{\text{УНП}}$ осциллятор реагирует на возмущение практически как твердое тело («осциллятор с периодом равным нулю»), его относительные ускорения пренебрежимо малы. Иными словами, закон колебаний его массы аналогичен акселерограмме. При землетрясении значение частоты $f_{\text{УНП}}$ обычно меньше либо равно 33 Гц [1].

Результаты расчетов спектров сейсмических ускорений в осевом направлении при 5 %-ном затухании представлены на рис. 5 и в табл. 3. Результаты вычисления максимальных сейсмических смещений представлены в табл. 4. На рис. 5 цвета каждого графика соответствуют цветам спектров воздействий, представленным в табл. 2 и на рис. 3.

Анализируя результаты, представленные в табл. 3, видим, что при максимальной амплитуде сейсмического ускорения исходных акселерограмм, равной 1 м/с^2 ($0,1 \text{ g}$), уже на нижней плите здания турбины появляется разница в амплитудах сейсмических ускорений до 40 %. Расчетная модель здания турбины имеет сложную конфигурацию, несовпадение центра масс, центра жесткости и геометрического центра, что приводит к отсутствию явных форм колебаний в осевом направлении (по глобальной оси X). Если проанализировать накопление модальной нагрузки по направлению глобальной оси X с увеличением частоты, для данной расчетной схемы увидим следующее: к частоте 9,0 Гц накапливается 50 % модальной нагрузки, к частоте 20,5 Гц – 70 %, к частоте 24,7 Гц – 90 %.

Таблица 3

УНП в осевом направлении, м/с^2
 [Table 3. Zero period acceleration in the axial direction, m/s^2]

Отметка [Level]	1_NP	2_RG	3_HAF	4_NE	5_CE	6_CE*	7_FA	8_FA*
1 – нижняя плита [bottom plate]	1,31	1,18	1,42	1,40	1,13	1,04	0,97	1,01
2 – отметка установки изоляторов под конденсаторами [level of insulators installation under the condensers]	2,40	2,04	2,22	2,73	1,97	1,38	1,12	1,68
3 – на конденсаторах [on the condensers]	1,92	1,59	1,78	1,61	1,36	1,14	1,17	1,08
4 – перекрытие промежуточное [intermediate floor]	5,28	4,18	5,24	3,77	3,74	3,79	2,77	4,17
5 – отметка установки изоляторов под ФТА [level of insulators installation under turbine unit foundation]	5,73	5,13	6,05	4,42	4,26	5,16	3,90	4,56
6 – ФТА [Turbine unit foundation]	2,50	1,96	1,66	0,96	1,01	1,54	1,68	0,97
7 – отметка обслуживания [service level]	6,67	5,65	6,67	4,63	4,66	5,38	4,04	5,14
8 – на оборудовании [on the equipment]	2,60	2,02	1,77	1,01	1,08	1,58	1,65	1,06
9 – верх колонн [top of columns]	6,84	6,00	7,18	5,67	5,24	5,35	3,71	5,61

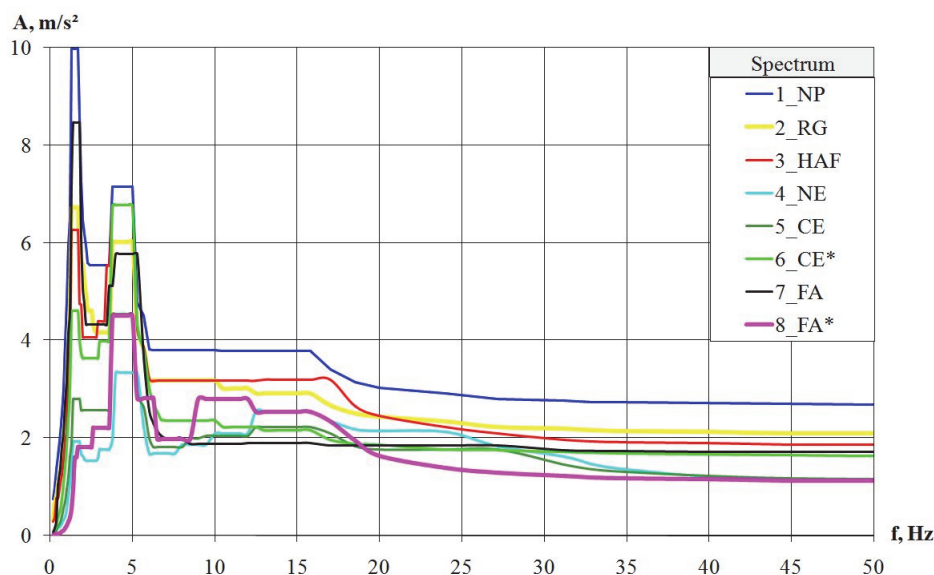


Рис. 5. Спектр отклика сейсмических ускорений на оборудовании в осевом направлении
 [Figure 5. Seismic accelerations response spectrum at the equipment level in the axial direction]

Таким образом, основной вклад в колебания здания турбины в осевом направлении для выбранных динамических характеристик основания преимущественно обуславливается формами с частотами от 3 до 25 Гц. В связи с этим акселерограммы, синтезированные из спектров, имеющих в вышеуказанном диапазоне большие ускорения (1_NP, 3_HAF, 4_NE), вызывают большой отклик сейсмических ускорений на фундаментной плите здания турбины, нежели остальные. Аналогично можно сказать и об остальных отметках здания турбины.

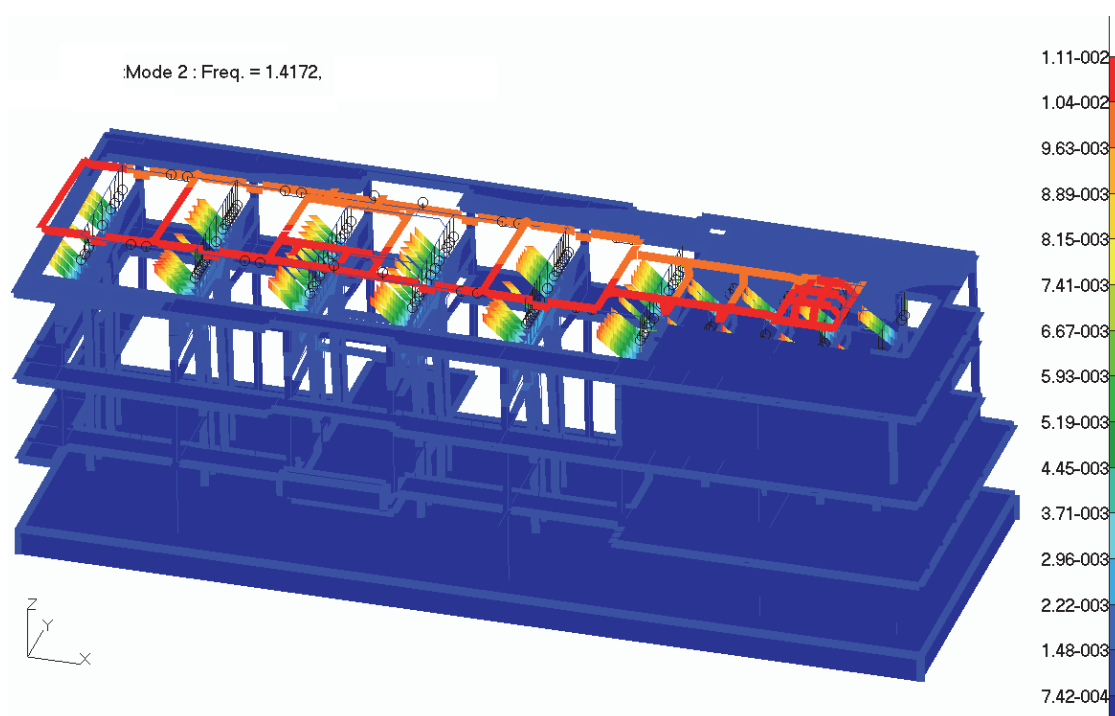


Рис. 6. Основная форма колебаний виброизолированного фундамента турбоагрегата в осевом направлении
 [Figure 6. The fundamental mode of the vibration-insulated turbine foundation in the axial direction]

Для большинства виброизолированных фундаментов турбоагрегатов частоты основных форм колебаний в осевом направлении находятся в диапазоне 1–4 Гц. На рис. 6 представлена основная форма колебаний виброизолированного фундамента турбоагрегата в осевом направлении, укрупненно показан

виброизолированный фундамент и подопорные конструкции. Частота, соответствующая данной форме для конкретной расчетной схемы, составляет 1,42 Гц. На данной частоте спектр 1_NP имеет пиковое значение ускорения $2,75 \text{ м/с}^2$, что приводит к максимальному полученному значению отклика ФТА в осевом направлении, равному $2,6 \text{ м/с}^2$ ($0,26g$). Спектр 2_RG на частоте 1,42 Гц имеет пиковое значение ускорения $2,07 \text{ м/с}^2$ что приводит к значению отклика ФТА в осевом направлении, равному $2,0 \text{ м/с}^2$ ($0,2g$). В свою очередь, спектры 4_NE, 5_CE и 8_FA* имеют максимальные пики в диапазоне частот выше 4 Гц, а на частоте 1,42 Гц имеют ускорения $0,51$; $0,78$ и $0,35 \text{ м/с}^2$ соответственно. Данные относительно «невые» значения приводят к значению отклика ФТА в осевом направлении около $1,0 \text{ м/с}^2$ ($0,1g$).

Таблица 4

Максимальные сейсмические перемещения, мм
[Table 4. Maximum seismic displacements, mm]

Пара узлов [Pair of nodes]	1_NP	2_RG	3_HAF	4_NE	5_CE	6_CE*	7_FA	8_FA*
Виброизолятор под конденсатором [Vibration isolator under the condenser]	14,6	11,0	7,5	2,9	4,5	7,0	10,2	3,7
Виброизолятор под ФТА [Vibration isolator under the turbine unit foundation]	45,8	42,5	32,2	12,7	21,3	29,6	34,7	16,2
Отметка обслуживания ФТА [Turbine unit foundation service level]	53,0	49,5	34,6	15,8	24,3	34,5	38,1	20,1

Качественно картина деформаций изоляторов и взаимных смещений пар точек, находящихся на фундаменте турбоагрегата и на отметке обслуживания, повторяет картину распределения откликов сейсмических ускорений по отметкам здания турбины. Большие ускорения вызывают большие инерционные силы и, как следствие, большие перемещения. Например, наибольшее значение ускорения на ФТА, равное $2,5 \text{ м/с}^2$ и достигающееся при воздействии 1_NP, приводит к деформациям в верхних изоляторах до 45,8 мм. В свою очередь, воздействие 4_NE и соответствующее ему ускорение на ФТА, равное $1,0 \text{ м/с}^2$, приводит к деформациям верхних изоляторов лишь до 12,7 мм.

Заключение

Исходя из полученных результатов исследования, можно заключить следующее:

1. При выполнении сейсмического расчета виброизолированного фундамента турбоагрегата на акселерограммы с одинаковой интенсивностью – максимальным значением сейсмического ускорения, равным 1 м/с^2 ($0,1g$), но с различными значениями преобладающих частот воздействия, получены значения отклика сейсмических ускорений на фундаменте в осевом направлении, отличающиеся более чем в 2,5 раза. Сейсмические перемещения конструкции виброизолированного фундамента при этом отличаются по значению более чем в 3 раза.

2. Вышеизложенный факт свидетельствуют о значительном влиянии различного частотного состава сейсмического воздействия на сейсмостойкость виброизолированных фундаментов турбоагрегатов. По этой причине особенно важно в самом начале проектирования виброизолированного фундамента турбоагрегата не только учесть величину максимального ускорения исходного сейсмического воздействия, но и детально изучить частотный состав сейсмического воздействия.

3. Сейсмический спектр, указанный в НП-031-01, имеет чрезвычайно широкий диапазон частот, соответствующий пиковым ускорениям, что приводит к сильному консерватизму при его использовании в части сейсмостойкости виброизолированных фундаментов турбоагрегатов. Его можно использовать на стадии обоснования инвестиций и при разработке проектов унифицированных блоков атомных станций, однако на стадиях проекта и рабочего проектирования необходимо использовать сейсмические спектры конкретной площадки строительства.

Список литературы / References

1. Birbraer A.N. *Raschet konstrukcij na sejsmostojkost'* [Seismic analysis of structures]. Saint Petersburg: Nauka Publ.; 1998. (In Russ.)

Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. СПб.: Наука, 1998. 255 с.

2. Smirnov V.I. Seysmoizolyatsiya-innovatsionnaya tekhnologiya zashchity vysotnykh zdaniy ot zemletryaseniya v Rossii i za rubezhom [Seismic isolation – an innovative technology for protecting high-rise buildings from earthquakes in Russia and abroad]. TsNIISK imeni V.A. Kucherenko 80 let [80 years of the Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko]. Moscow; 2007. p. 24–32. (In Russ.)

Смирнов В.И. Сейсмоизоляция – инновационная технология защиты высотных зданий от землетрясений в России и за рубежом // ЦНИИСК имени В.А. Кучеренко 80 лет: сборник статей. М., 2007. С. 24–32.

3. Smirnov V.I. Sovremennaya zashchita ot zemletryaseniya [Modern protection against earthquakes]. *High rise buildings*. 2008;(4):110–115. (In Russ.)

Смирнов В.И. Современная защита от землетрясений // Высотные здания. 2008. Вып. 4. С. 110–115.

4. Auzenberg Ya.M., Nejman A.I., Abakarov A.D. Adaptivnyye sistemy seismicheskoy zashchity sooruzheniy [Adaptive seismic protection systems for structures]. Moscow: Nauka Publ.; 1978. (In Russ.)

Айзенберг Я.М., Нейман А.И., Абакаров А.Д. Адаптивные системы сейсмической защиты сооружений. М.: Наука, 1978. 246 с.

5. Rutman Yu.L., Ostrovskaya N.V. *Dinamika sooruzhenij: sejsmostokost', sejsmozashchita, vetrovye nagruzki* [Dynamics of structures: seismic capacity, seismic protection, wind load]. Saint Petersburg: SPbGASU; 2019. (In Russ.)

Рутман Ю.Л., Островская Н.В. Динамика сооружений: сейсмостокость, сейсмозащита, ветровые нагрузки: монография. СПб.: СПбГАСУ, 2019. 253 с.

6. Uzdin A.M., Elizarov S.V., Belash T.A. *Sejsmostojkie konstrukcii transportnykh zdaniy i sooruzhenij* [Seismic resistant structures of transport buildings and structures]. Moscow: Educational and Methodological Center for Education in Railway Transport; 2012. (In Russ.)

Уздин А.М., Елизаров С.В., Белаиш Т.А. Сейсмостойкие конструкции транспортных зданий и сооружений: учебное пособие. М.: Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте, 2012. 501 с.

7. Tyarin A.G. *Raschyot sooruzhenij na sejsmicheskoe vozdeystvie s uchyotom vzaimodejstviya s gruntovym osnovaniem* [Calculation of the structure for seismic impact, taking into account the impact with a soil base]. Moscow: ACB Publ.; 2013. (In Russ.)

Тягин А.Г. Расчет сооружений на сейсмическое воздействие с учетом взаимодействия с грунтовым основанием. М.: АСВ, 2013. 392 с.

8. Hiraki T., Nagata S., Kanazawa K., Imaoka T., Nakayama T., Umeki Y., Jimbo M., Shimizu H. *Development of an evaluation method for seismic isolation systems of nuclear power facilities. Part 9. Ultimate properties of full-scale lead rubber bearings based on breaking test*. American Society of Mechanical Engineers, Pressure Vessels and Piping Division (Publication) PVP; 2014. <https://doi.org/10.1115/PVP2014-29001>

9. Chen J., Zhao C., Xu Q., Yuan C. Seismic analysis and evaluation of the base isolation system in AP1000 NI under SSE loading. *Nuclear Engineering and Design*. 2014;278:117–133. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2014.07.030>

10. Anand V., Satish Kumar S.R. Seismic soil-structure interaction: a state-of-the-art review. *Structures*. 2018;16:317–326. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2018.10.009>

11. Kumar M., Whittaker A.S., Constantinou M.C. An advanced numerical model of elastomeric seismic isolation bearings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2014. <https://doi.org/10.1002/eqe.2431>

12. Kumar M., Whittaker A.S., Constantinou M.C. Extreme earthquake response of nuclear power plants isolated using sliding bearings. *Nuclear Engineering and Design*. 2017;316:9–25. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2017.02.030>

13. Kumar M., Whittaker A.S., Constantinou M.C. Response of base-isolated nuclear structures to extreme earthquake shaking. *Nuclear Engineering and Design*. 2015. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2015.06.005>

14. Medel-Vera C., Ji T. Seismic protection technology for nuclear power plants: a systematic review. *Journal of Nuclear Science and Technology*. 2015;52(5):607–632. <https://doi.org/10.1080/00223131.2014.980347>

15. Politopoulos I., Sergis I., Wang F. Floor response spectra of a partially embedded seismically isolated nuclear plant. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2015;78:213–217. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.06.017>

16. Sayed M.A., Go S., Cho S.G., Kim D. Seismic responses of base-isolated nuclear power plant structures considering spatially varying ground motions. *Structural Engineering and Mechanics*. 2015;54(1):169–188. <https://doi.org/10.12989/sem.2015.54.1.169>

17. Firoozabad E.S., Jeon B.G., Choi H.S., Kim N.S. Seismic fragility analysis of seismically isolated nuclear power plants piping system. *Nuclear Engineering and Design*. 2015;284:264–279. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2014.12.012>

18. Zhou Z., Wong J., Mahin S. Potentiality of using vertical and three-dimensional isolation systems in nuclear structures. *Nuclear Engineering and Technology*. 2016;48(5):1237–1251. <https://doi.org/10.1016/j.net.2016.03.005>

19. Kostarev V.V., Petrenko A.V., Vasilyev P.S. An advanced seismic analysis of an NPP powerful turbogenerator on an isolation pedestal. *Nuclear Engineering and Design*. 2007;237(12–13):1315–1324. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2006.10.004>

20. Chasalevris A. Stability and Hopf bifurcations in rotor-bearing-foundation systems of turbines and generators. *Tribology International*. 2020;145:106154. <https://doi.org/10.1016/j.triboint.2019.106154>

21. Yang Y., Bashir M., Li C., Wang J. Analysis of seismic behaviour of an offshore wind turbine with a flexible foundation. *Ocean Engineering*. 2019;178:215–228. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2019.02.077>

22. Wang P., Zhao M., Du X., Liu J., Xu C. Wind, wave and earthquake responses of offshore wind turbine on monopile foundation in clay. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2018;113:47–57. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.04.028>
23. Najafijozani M., Becker T.C., Konstantinidis D. Evaluating adaptive vertical seismic isolation for equipment in nuclear power plants. *Nuclear Engineering and Design*. 2020;358. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2019.110399>
24. Yu C.C., Bolisetti C., Coleman J.L., Kosbab B., Whittaker A.S. Using seismic isolation to reduce risk and capital cost of safety-related nuclear structures. *Nuclear Engineering and Design*. 2018;326:268–284. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2017.11.016>
25. Jeong Y.S., Baek E.R., Jeon B.G., Chang S.J., Park D.U. Seismic performance of emergency diesel generator for high frequency motions. *Nuclear Engineering and Technology*. 2019;51(5):1470–1476. <https://doi.org/10.1016/j.net.2019.03.012>
26. Ismail M. Seismic isolation of structures. Part I. Concept, review and a recent development. *Hormigón y Acero*. 2018;69(285):147–161. <https://doi.org/10.1016/j.hya.2017.10.002>
27. Calvi P.M., Calvi G.M. Historical development of friction-based seismic isolation systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2018;106:14–30. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.12.003>
28. Muravyeva L., Vatin N. Risk assessment for a main pipeline under severe soil conditions on exposure to seismic forces. *Applied Mechanics and Materials*. 2014;635–637:468–471. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.635-637.468>
29. Dražić J., Vatin N. The Influence of Configuration on to the Seismic Resistance of a Building. *Procedia Engineering*. 2016;165:883–890. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.11.788>
30. Vatin N.I., Ivanov A.Yu., Rutman Y.L., Chernogorskiy S.A., Shvetsov K.V. Earthquake engineering optimization of structures by economic criterion. *Magazine of Civil Engineering*. 2017;8:67–83. <https://doi.org/10.18720/MCE.76.7>
31. Sargsyan A.E. *Dinamika i seismostoičnost' sooruzhenii atomnykh stantsii* [Dynamics and seismic stability of nuclear power plant structures]. Sarov: RFNC-VNIIIEF; 2013. (In Russ.)
Саргсян А.Е. Динамика и сейсмостойкость сооружений атомных станций. Саров: ФГУП «РФЯЦ ВНИИЭФ», 2013. 550 с.
32. Cho S.G., Kim D., Chaudhary S. A simplified model for nonlinear seismic response analysis of equipment cabinets in nuclear power plants. *Nuclear Engineering and Design*. 2011;241(8):2750–2757. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2011.06.026>
33. Salman K., Gook Cho S. Effect of frequency content of earthquake on the seismic response of interconnected electrical equipment. *CivilEng*. 2020;1(3):198–215. <https://doi.org/10.3390/civileng1030012>
34. Zhang Y. Effect of seismic frequency spectra on surrounding rock damage evolution of large underground caverns. *Advances in Materials Science and Engineering*. 2018;1–13. <https://doi.org/10.1155/2018/3265460>
35. Short S., Hardy G., Merz K., Johnson J. *Effect of seismic wave incoherence on foundation and building response*. Washington, DC: The US Department of Energy; 2005
36. Bulushev S.V. Comparison of the results of calculating structures for given accelerograms by nonlinear static and nonlinear dynamic methods. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2018;14(5):369–378. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-5-369-378>
- Булусhev С.В. Сравнение результатов расчета сооружений на заданные акселерограммы нелинейным статическим и нелинейным динамическим методами // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. Т. 14. № 5. С. 369–378. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-5-369-378>
37. Tarasov V. Ensuring seismic stability of the vibration-insulated foundation of the turbine unit. *Natural and Technological Risks. Building Safety*. 2020;(1):44–47.
Тарасов В.А. Обеспечение сейсмостойкости виброизолированного фундамента турбоагрегата // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2020. № 1. С. 44–47.
38. Tarasov V.A. Double seismic insulation system of turbine unit foundation. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2020;91:9101. <https://doi.org/10.18720/CUBS.91.1>
Тарасов В.А. Двойная система сейсмоизоляции фундамента турбоагрегата // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2020. Вып. 91. Статья № 9101. <https://doi.org/10.18720/CUBS.91.1>

ГЕОМЕТРИЯ СРЕДИННЫХ ПОВЕРХНОСТЕЙ ОБОЛОЧЕК GEOMETRICAL INVESTIGATIONS OF MIDDLE SURFACES OF SHELLS

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-1-42-50
УДК 004.925.83

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Моделирование и визуализация образования плосконого додекаэдра в системе AutoCAD

В.А. Романова*, С.В. Страшнов

Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6
*v.a.r-victoryna@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 11 ноября 2020 г.
Доработана: 27 декабря 2020 г.
Принята к публикации: 21 января 2021 г.

Для цитирования

Романова В.А., Страшнов С.В. Моделирование и визуализация образования плосконого додекаэдра в системе AutoCAD // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 1. С. 42–50. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-42-50>

Аннотация. Статья посвящена моделированию и визуализации образования плосконого (курноного) додекаэдра на базе додекаэдра Платона. Цели исследования – расчет параметров усечения додекаэдра для определения величины ребра плосконого додекаэдра, моделирование и визуализация процесса его формирования. Образование граней плосконого додекаэдра состоит в усечении ребер и вершин додекаэдра Платона с последующим поворотом новых граней вокруг их центров. Величины усечения ребер додекаэдра, угла поворота граней и длины ребра плосконого додекаэдра – параметры трех уравнений, составленных как расстояния между вершинами треугольников, расположенных между гранями курноного додекаэдра. Решение указанных уравнений выполнялось методом последовательных приближений. Результаты вычислений использовались для создания электронной модели плосконого додекаэдра и визуализации ее образования. Решение поставленной задачи в целом осуществлялось в системе AutoCAD с использованием программы на языке AutoLISP. Создано программное обеспечение для расчета параметров моделирования плосконого додекаэдра и визуализации его формирования.

Ключевые слова: тела Архимеда, тела Платона, плосконосый додекаэдр, курноносый додекаэдр, ромбоикосододекаэдр, полуправильные многогранники, ребро, вершина, AutoCAD, AutoLISP

Modeling and visualizing of the formation of a snub dodecahedron in the AutoCAD system

Victoryna A. Romanova*, Stanislav V. Strashnov

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation
*v.a.r-victoryna@mail.ru


Article history

Received: November 11, 2020
Revised: December 27, 2020
Accepted: January 21, 2021

Abstract. The article is devoted to modeling and visualization of the formation of flat-nosed (snub-nosed) dodecahedron (snub dodecahedron). The purpose of the research is to model the snub dodecahedron (flat-nosed dodecahedron) and visualize the process of its formation. The formation of the faces of the flat-nosed

Романова Виктория Анатольевна, доцент департамента строительства Инженерной академии; eLIBRARY SPIN-код: 3869-5969, Scopus Author ID: 57202194471.
Страшнов Станислав Викторович, доцент кафедры общеобразовательных дисциплин факультета русского языка и общеобразовательных дисциплин, кандидат технических наук; eLIBRARY SPIN-код: 2874-2214, Scopus Author ID: 57208507988, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-6401-2524>.
Victoryna A. Romanova, Associate Professor of the Department of Civil Engineering of the Academy of Engineering; eLIBRARY SPIN-code: 3869-5969, Scopus Author ID: 57202194471.
Stanislav V. Strashnov, Associate Professor of the Department of General Education Courses of the Faculty of Russian Language and General Educational Disciplines, PhD; eLIBRARY SPIN-code: 2874-2214, Scopus Author ID: 57208507988, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-6401-2524>.

© Романова В.А., Страшнов С.В., 2021

 This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

For citation

Romanova V.A., Strashnov S.V. Modeling and visualizing of the formation of a snub dodecahedron in the AutoCAD system. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(1):42–50. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-42-50>

dodecahedron consists in the truncation of the edges and vertices of the Platonic dodecahedron with the subsequent rotation of the new faces around their centers. The values of the truncation of the dodecahedron edges, the angle of rotation of the faces and the length of the edge of the flat-nosed dodecahedron are the parameters of three equations composed as the distances between the vertices of triangles located between the faces of the snub dodecahedron. The solution of these equations was carried out by the method of successive approximations. The results of the calculations were used to create an electronic model of the flat-nosed dodecahedron and visualize its formation. The task was generally achieved in the AutoCAD system using programs in the AutoLISP language. Software has been created for calculating the parameters of modeling a snub dodecahedron and visualizing its formation.

Keywords: Archimedean solids, Platonic solids, flat-nosed dodecahedron, snub dodecahedron, rhomboicosododecahedron, semi-regular polyhedron, edge, vertex, AutoCAD, AutoLISP

Введение

Две тысячи лет до нашей эры человечеству были известны многогранники. В те далекие времена египтяне, вавилоняне, китайцы умели вычислять объем, площадь, углы известных им многогранников. В пятом веке до нашей эры учеными Пифагорейской школы древних греков были изучены пять правильных многогранников, описанных Платоном (427–347 до н. э.) и названных в его честь. Первое определение правильного многогранника дано Евклидом (325–265 до н. э.). Греческим математиком Архимедом (287–212 до н. э.) в работе «О многогранниках» описаны тринадцать полуправильных многогранников и даны их рисунки. Каждая грань такого многогранника – правильный многоугольник, вокруг вершин каждой грани располагаются правильные многоугольники одинаковой, но другой формы, в одинаковой последовательности. Отмечается, что Архимедовы тела могут быть получены из Платоновых тел, причем девять из них – усечением Платоновых тел, еще два – вторым усечением, а курносый куб и курносый додекаэдр (рис. 1) – перемещением граней додекаэдра наружу и поворотом их вокруг своих центров [1]. Кеплер первым опубликовал полный список тринадцати Архимедовых тел и дал им названия, которыми мы пользуемся в настоящее время [1; 2].

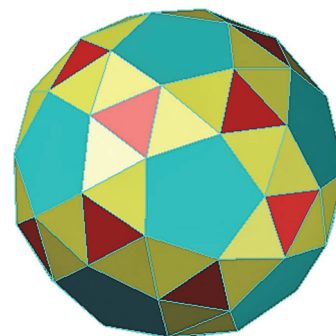


Рис. 1. Плосконосый (курносый) додекаэдр
[Figure 1. Snub dodecahedron]

С тех пор человечество постоянно пополняет свои знания в области науки о многогранниках. Основными мотивами продолжающихся исследований многогранников являются их красота и гармония. В настоящее время они используются в образовании инновационных форм, которые представляют интерес для архитекторов [3; 4].

Совершенствуются методы формирования многогранников. Модели полуправильных многогранников создаются с помощью разверток [5; 6], усечения правильных многогранников [7]. Известен метод формирования плосконосого додекаэдра¹, по которому *пятиугольные грани вытягиваются наружу на величину несколько меньшую, чем применяемую для ромбоикосододекаэдра, с образованием промежутков прямоугольной формы между гранями, а затем выполняется поворот граней плосконосого додекаэдра до образования в указанных промежутках правильных треугольников, стороны которых равны сторонам пятиугольных граней* [8; 9].

Предложен метод формирования плосконосого додекаэдра из совпадающих с гранями додекаэдра 12-ти правильных пятиугольников, между вершинами которых имеются расстояния, равные длинам их сторон. Положение пятиугольных граней выполняется экспериментально [4].

В работе (5) предлагается два варианта образования плосконосого додекаэдра:

- конструирование многогранника из 12 правильных пятиугольных пирамид и 80 правильных треугольных пирамид;
- облицовка твердой сферы диаметром D правильными пятиугольниками и правильными треугольниками со стороной a , определяемой из соотношения:

¹ Snub dodecahedron. URL: https://wiki2.org/en/Snub_dodecahedron (дата обращения: 10.01.2021); Snub dodecahedron. URL: <https://www.wikiwand.com> (дата обращения: 10.01.2021).

$$a = \frac{D}{C},$$

где D – диаметр сферы, описанной вокруг данного многогранника; C – константа, полученная автором, $C = 2,155837375\dots$

Появляются работы по использованию золотого сечения и золотых многоугольников для построения икосаэдра, додекаэдра и тел Архимеда [10; 11], по определению параметров плосконосого додекаэдра посредством компьютерных технологий [12; 13]. Разработаны способы визуализации образования поверхностей многогранников в таких средах, как AutoCAD и MathCAD [14–23].

В настоящем исследовании продолжается тема о моделировании и визуализации образования поверхностей полуправильных многогранников кинематическим методом в среде AutoCAD с использованием программ на языке AutoLISP.

В предыдущих статьях были рассмотрены усеченный тетраэдр, усеченный октаэдр, усеченный икосаэдр, усеченный додекаэдр, икосододекаэдр, усеченный икосододекаэдр и ромбоикосододекаэдр. Приоритет в настоящих исследованиях отдан плосконосому (курносому) додекаэдру.

Плосконосый (курносый) додекаэдр является одним из тринадцати тел Архимеда. У него 92 грани двух видов: 12 правильных пятиугольников и 80 равносторонних треугольников.

В представленной работе исследуется возможность визуализации процесса образования плосконосого (курносого) додекаэдра в системе AutoCAD.

Решение поставленной задачи выполняется посредством программы на языке AutoLISP и включает следующие этапы:

- 1) определение величины ребра плосконосого додекаэдра;
- 2) разработка методики образования плосконосого додекаэдра в системе AutoCAD;
- 3) визуализация формирования плосконосого додекаэдра.

Определение величины ребра плосконосого додекаэдра

Предполагается, что грани плосконосого додекаэдра образуются посредством усечения ребер и вершин додекаэдра с последующим вращением новых правильных пятиугольных граней вокруг их центров. Между пятиугольными гранями образуется пространство, в котором при определенных условиях имеется возможность расположить по два равносторонних треугольника со сторонами, равными сторонам пятиугольных граней. При этом одна из сторон каждого треугольника является также стороной пятиугольника. Под каждой вершиной додекаэдра устанавливается треугольник, стороны которого принадлежат также сторонам установленных ранее треугольников (рис. 2).

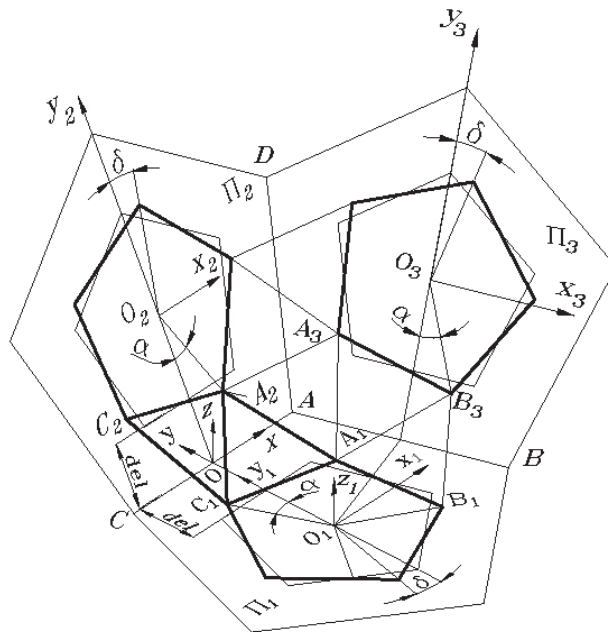


Рис. 2. Образование граней курносого додекаэдра
[Figure 2. Formation of the faces of the snub dodecahedron]

Следовательно, если треугольники между гранями плосконого додекаэдра являются равными и равносторонними, то все треугольники плосконого додекаэдра являются равносторонними и равными между собой.

На рис. 2 изображены три грани P_1, P_2 и P_3 додекаэдра Платона, три грани плосконого додекаэдра, расположенные в плоскостях граней P_1, P_2 и P_3 , два треугольника $A_1A_2C_1, A_2C_2C_1$, расположенные между сторонами A_1C_1 и A_2C_2 плосконого додекаэдра и треугольник $A_1A_2A_3$ под вершиной A додекаэдра.

В чертеже установлены три системы координат: $Oxyz$ в середине ребра AC , $O_1x_1y_1z_1$ и $O_2x_2y_2z_2$ в центрах O_1 и O_2 пятиугольных граней додекаэдра.

Исходным параметром является радиус r окружности, описанной вокруг пятиугольника додекаэдра Платона.

Радиус окружности, описанной вокруг пятиугольника плосконого додекаэдра, является функцией от усежения его ребер $r_1 = f(del)$ и равен

$$r_1 = \frac{r \cdot \cos \beta - del}{\cos \beta}, \quad (1)$$

где β – угол, равный 36° ; del – величина усежения граней додекаэдра; r – радиус окружности, описанной вокруг пятиугольника додекаэдра.

Рассмотрим треугольник $A_2C_2C_1$ (рис. 2).

Координаты точек A_1, A_2, C_1 и C_2 являются функциями как от параметра del , так и от угла α . Угол α вычисляется из выражения

$$\alpha = \beta - \delta, \quad (2)$$

где δ – угол поворота граней плосконого додекаэдра относительно их центров.

Чтобы определить величину ребра плосконого додекаэдра, необходимо найти такие значения параметров del и α , при которых треугольники $A_2C_2C_1$ и $A_2C_1A_1$ являются равносторонними и равными друг другу.

Геометрически равенство всех сторон треугольника $A_2C_2C_1$ достигается, если графики функций $A_2C_1(\alpha), C_2C_1(\alpha)$ и $A_2C_2(\alpha)$, изображенные в системе координат $O\alpha y$, при некотором усежении del пересекаются в одной точке $P(\alpha, y)$ (рис. 3).

При других значениях параметров del и α графики указанных зависимостей представлены на рис. 4.

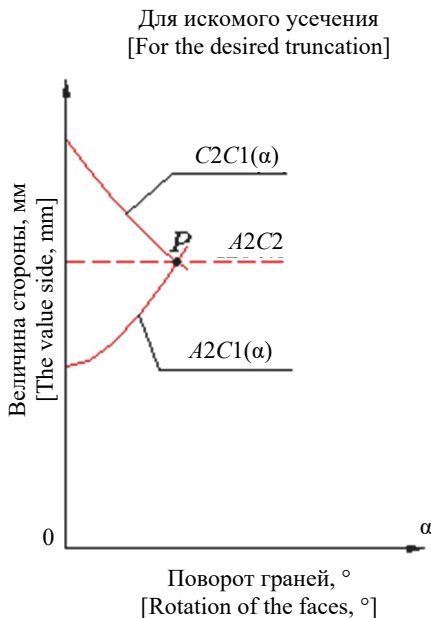


Рис. 3. Условие равенства треугольников $A_2C_2C_1$ и $A_2C_1A_1$ – пересечение графиков в одной точке P
[Figure 3. Equality condition of triangles $A_2C_2C_1$ and $A_2C_1A_1$ – intersection of graphs at one point P]

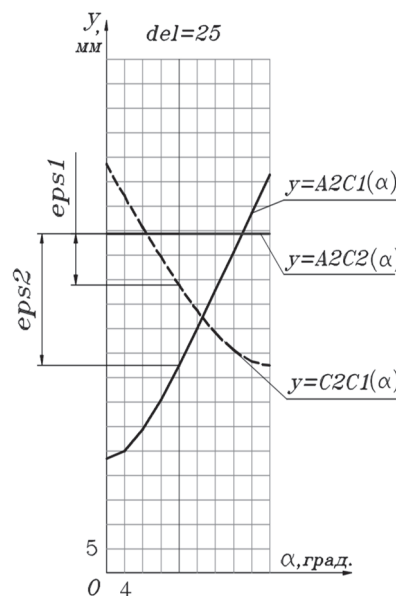


Рис. 4. Графики зависимости сторон треугольника $A_2C_2C_1$ от угла α
[Figure 4. Graphs of the dependence of sides of the triangle $A_2C_2C_1$ from an angle α]

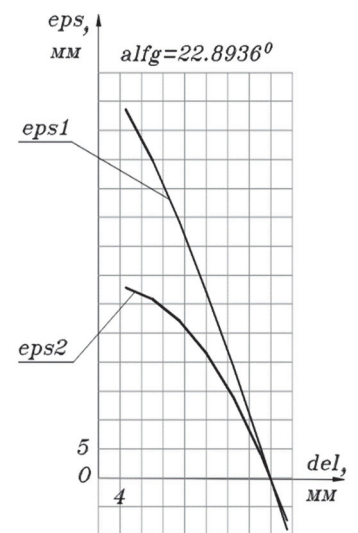


Рис. 5. Графики функций $eps1(del)$ и $eps2(del)$
[Figure 5. Function graphs $eps1(del)$ and $eps2(del)$]

Для каждой пары параметров del и α имеется отклонение значений выражений $A_2C_1(\alpha)$ и $C_2C_1(\alpha)$ от длины стороны A_2C_2 (рис. 4):

$$\begin{aligned} \text{eps1} &= A_2C_2 - C_2C_1, \\ \text{eps2} &= A_2C_2 - A_2C_1. \end{aligned}$$

Величины eps1 и eps2 – абсолютная погрешность вычислений.

Сторона, являющаяся гранью плосконосого додекаэдра, определяется из выражения

$$A_2C_2 = 2 * r_1(\text{del}) * \sin \beta,$$

что указывает на зависимость ее величины только от параметра del .

Выражения для определения сторон A_2C_1 и C_2C_1 составляются как расстояния между соответствующими точками в системе $Oxuz$ и являются функциями от параметров del и α . Эти выражения трансцендентны, поскольку содержат тригонометрические функции. В связи с этим параметры del и α , а также величина ребра плосконосого додекаэдра могут быть вычислены приближенно, с заданной точностью ε . Условием определения величины ребра плосконосого додекаэдра является

$$|\text{eps1}| \leq \varepsilon \text{ и } |\text{eps2}| \leq \varepsilon. \quad (3)$$

Для выполнения необходимых вычислений использовался метод итераций, реализация которого обеспечивалась программой, созданной на языке AutoLISP. Зависимости eps1 и eps2 от параметра del при заданной величине α приведены на рис. 5. Решение находится на интервале [31, 32], где у функций $\text{eps1}(\text{del})$ и $\text{eps2}(\text{del})$ знаки величин изменяются.

Алгоритм решения включает два цикла вычислений, вложенных друг в друга. Во внешнем цикле задаются значения угла α из интервала [0, β].

Во внутреннем цикле с параметром del вычисляются координаты точек A_2, C_2, C_1 , величины сторон A_2C_2, A_2C_1, C_2C_1 и погрешностей $\text{eps1}, \text{eps2}$.

Величина абсолютной погрешности ε принимается равной

$$\varepsilon = 0,00001 \text{ мм.}$$

При выполнении условия (3) и при $r = 90,0$ мм получены следующие результаты:

$$\text{del} = 31,8826 \text{ мм,}$$

$$\delta = 13,1064^\circ,$$

$$A_2C_2 = A_2C_1 = C_2C_1 = a = 59,4732 \text{ мм,}$$

где a – величина ребра плосконосого додекаэдра.

Рассчитана величина расстояния между пятиугольными гранями, как для плосконосого додекаэдра, так и для ромбоикосододекаэдра из соотношения

$$\text{dist} = 2 * \text{del} * \sin \frac{\gamma}{2},$$

где γ – величина двугранного угла обоих многогранников, $\gamma = 116,565^\circ$.

В таблице приведены сравнительные данные для ромбоикосододекаэдра, описанного в статье [23], и плосконосого додекаэдра, образованных при $r = 90,0$ мм.

Таблица

Сравнительные размеры плосконосого додекаэдра и ромбоикосододекаэдра, мм
[Table. The relative size of snub dodecahedron and rhombicosidodecahedron, mm]

Параметры [Parameters]	Плосконосый додекаэдр [Snub dodecahedron]	Ромбоикосододекаэдр [Rhombicosidodecahedron]
Del	31,8826	33,5408
a	59,4732	57,0637
dist	54,2419	57,0637

Данные таблицы указывают на то, что усечением ребер додекаэдра между сторонами A_2C_2 и A_1C_1 у плосконосого додекаэдра образуется промежуток в виде прямоугольника, а у ромбоикосододекаэдра – квадрата.

Построение плосконого додекаэдра в системе AutoCAD

Формирование плосконого додекаэдра выполнялось в два этапа. На первом этапе производилось формирование граней плосконого додекаэдра усечением ребер додекаэдра Платона. Грани курносого додекаэдра остаются в ячейках каркаса додекаэдра (рис. 6), при этом между ними образуется пространство. Центры пятиугольников новых граней совпадают с центрами пятиугольников исходных граней. Радиус окружности, описанной вокруг пятиугольника курносого додекаэдра, вычисляется по формуле (1). Это дает возможность вычертить пятиугольный контур плосконого додекаэдра внутри пятиугольника ячейки исходного каркаса. Для вычерчивания пятиугольника в ячейке грани Π_2 додекаэдра система координат переносится в ее центр – точку O_2 и выполняется обращение к команде *Polygon*. Полученный пятиугольник e_2 используется в качестве параметра функции *Array*, которая создает массив пятиугольников нижнего ряда. Аналогично формируются пятиугольники верхнего ряда и оснований курносого додекаэдра. В пятиугольных ячейках формируются поверхности граней (рис. 6).

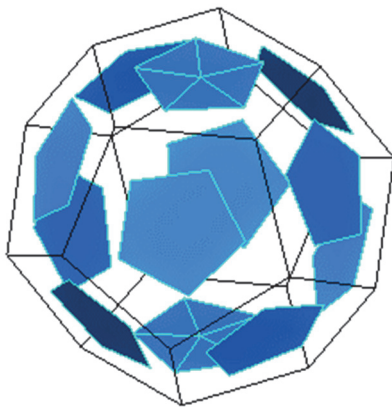


Рис. 6. Грани курносого додекаэдра расположены в ячейках каркаса додекаэдра
[Figure 6. The faces of the snub dodecahedron are located in the cells of the dodecahedron]

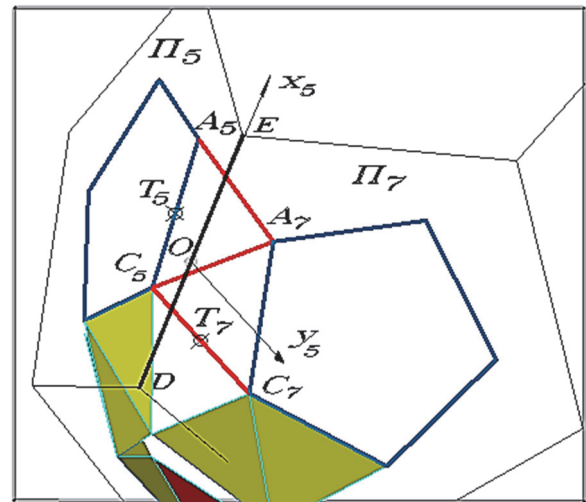


Рис. 7. Построение треугольных ячеек каркаса
[Figure 7. Constructing triangular frame cells]

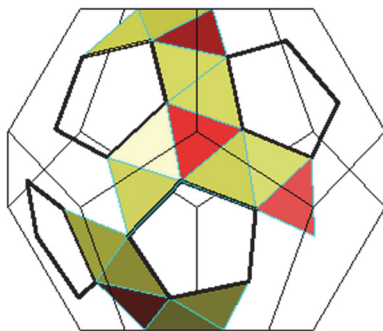


Рис. 8. Набор треугольных элементов поверхности
[Figure 8. Set of triangular surface elements]

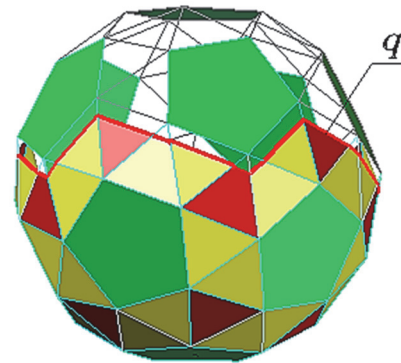


Рис. 9. Образование поверхности курносого додекаэдра
[Figure 9. Formation of snub dodecahedron surfaces]

На втором этапе появившееся между гранями пространство заполняется гранями треугольной формы. Построение ребер додекаэдра показано на рис. 7, где изображены по две пятиугольных ячейки додекаэдра Платона и курносого додекаэдра. Система координат Ox_5y_5 устанавливается в середине ребра DE – точке O . Ось x направляется по указанному ребру, ось y размещается в плоскости Π_5 . При таком положении системы Ox_5y_5 координаты точек A_5, C_5, A_7 и C_7 равны координатам точек A_1, C_1, A_2 и C_2 соответственно (рис. 2), которые заранее вычисляются программой на языке AutoLISP. Соединяя точки A_5 и A_7 ,

C_5 и C_7 , C_5 и A_7 , как показано на рис. 7, получаем два равносторонних треугольника между гранями курносого додекаэдра.

Для формирования поверхностей в полученных треугольных ячейках систему координат переносим сначала в точку T_7 , ось x направляем в точку C_7 , а ось y – в точку A_7 . Формирование поверхности выполняется кинематическим способом.

Направляющими линиями являются стороны A_7C_5 и A_7C_7 треугольника $C_5A_7C_7$.

Для образования поверхности в треугольной ячейке $C_5A_5A_7$ стороны C_5A_7 и A_5A_7 принимаются в качестве направляющих. Система координат переносится в точку T_5 , ось x направляется в точку C_5 , а ось y – в точку A_7 .

Для формирования поверхности курносого додекаэдра необходим набор треугольных поверхностей, который может служить параметром функции *Array* языка AutoLISP. Такой набор представлен на рис. 8. Образование элементов набора идет по описанному выше алгоритму между пятиугольными ячейками.

Каждый элемент набора может быть образован как массив отсеков поверхности треугольника. В этом случае поверхность, сформированная функцией *Array*, представляет собой массив отсеков поверхности треугольных граней. С использованием данного массива осуществляется визуализация процесса образования поверхности плосконосого додекаэдра между пятиугольными гранями методом «замораживания» [16; 22; 23]. Поверхность формируется при последовательном «размораживании» отсеков треугольных граней (рис. 9). Образующей поверхности является ломаная линия q .

Заключение

Моделирование плосконосого додекаэдра может быть выполнено посредством усечения ребер и вершин додекаэдра Платона, если известны параметры: усечение ребер del додекаэдра и угол δ поворота граней плосконосого додекаэдра, при которых все ребра его равны друг другу.

Поскольку выражения для ребер содержат тригонометрические функции, для решения задачи использовался метод последовательных приближений. Величина ребра вычислялась с точностью, достаточной для инженерных задач. Разработан алгоритм и программа на языке AutoLISP для вычисления величины ребра и параметров del , ϵ . Решена конкретная задача, в которой исходным параметром был радиус окружности, описанной вокруг пятиугольника додекаэдра. Параллельно вычислены величины del , a , $dist$ для ромбоикосододекаэдра по программе, описанной в работе [23]. Сравнительные данные, приведенные в таблице, указывают на то, что у плосконосого додекаэдра формируется между гранями промежуток в виде прямоугольника, а у ромбоикосододекаэдра – квадрата.

Для образования электронной модели поверхности курносого додекаэдра и визуализации его формирования кинематическим способом созданы две программы-функции в основной программе на языке AutoLISP.

Список литературы

1. Kiper G. Polyhedra. A historical review. Ankara, 2007. 42 p.
2. Cromwell P.R. Polyhedra. Cambridge University Press, 1999. 451 p.
3. Кривошапко С.Н. Многогранники и квазимногогранники в архитектуре гражданских и промышленных сооружений // Строительство и реконструкция. 2020. № 4. С. 48–64.
4. Мотульский Р.С. Национальная библиотека Беларуси: новое здание – новая концепция развития / Национальная библиотека Беларуси. Минск, 2007. 322 с.
5. Веннинджер М. Модели многогранников. М.: Мир, 1974. 238 с.
6. Ашкингузе В.Г. О числе полуправильных многогранников // Математическое просвещение. Серия 2. 1957. Вып. 1. С. 107–118.
7. Савченко В. Полуправильные многогранники // Квант. 1979. № 1. С. 3.
8. Смирнова И.М., Смирнов В.А. Правильные, полуправильные и звездчатые многогранники. М.: МЦНМО, 2010. 136 с.
9. Weissbach B., Martini H. On the chiral Archimedean solids // Contrib. Algebra and Geometr. 2002. Vol. 43. Pp. 121–133.
10. Васильева В.Н. Золотое сечение и золотые многоугольники при построении икосаэдра, додекаэдра и тел Архимеда, основанных на них // Геометрия и графика. 2019. Т. 8. С. 47–55. https://doi.org/10.12737/article_5d2c1ceb9f91b1.21353054
11. Vasileva V.N. Application of computer technologies in building design by example of original objects of increased complexity // IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 2017. Vol. 262. 012106. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/262/1/012106>

12. Rajpoot H.C. Optimum solution of snub dodecahedron (an Archimedean solid) by using HCR's theory of polygon & Newton – Raphson method. Dec. 2014. M.M.M. University of Technology, Gorakhpur-273010 (UP), India. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.23604.60807>
13. Еркина Е.Б., Королькова Н.Н. Геометрическое моделирование в автоматизированном проектировании архитектурных объектов // Геометрия и графика. 2016. Т. 4. № 2. С. 48–54. <https://doi.org/10.12737/19833>
14. Романова В.А. Визуализация правильных многогранников в процессе их образования // Геометрия и графика. 2019. Т. 7. № 1. С. 55–67. https://doi.org/10.12737/article_5c91ffd0916d52.90296375
15. Иванов В.Н., Кривошапко С.Н., Романова В.А. Основы разработки и визуализации объектов аналитических поверхностей и перспективы их использования в архитектуре и строительстве // Геометрия и графика. 2017. Т. 5. № 4. С. 3–14. https://doi.org/10.12737/article_5a17f590be3f51.37534061
16. Иванов В.Н., Романова В.А. Конструкционные формы пространственных конструкций. Визуализация поверхностей в системах MathCad, AutoCad: монография. М.: Издательство АСВ, 2016. 412 с.
17. Schroeder W.J., Martin K., Lorensen B. The visualization toolkit. Kitware, Inc., 2003.
18. Habek R.B. Vizualization techniques for engineering mechanics // Computing Systems in Engineering. 1990, Jan. Vol. 1. No. 1. Pp. 37–50.
19. Dupac M., Popirlan C.-I. Web technologies for modelling and visualization in mechanical engineering. 2010, April 1. <http://dx.doi.org/10.5772/9037>
20. Gallagher R.S., Press S. Computer visualization: graphics techniques for engineering and scientific analysis. CRC Press, 1994.
21. Сага J., Vondrakova A. Fuzzy surface visualization using HSL colour model. *Electronic Journal*. 2017;2(2);26–42.
22. Романова В.А. Визуализация образования поверхностей полуправильных многогранников в среде AutoCAD // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 6. С. 449–457. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-6-449-457>
23. Романова В.А. Визуализация образования поверхности полуправильных многогранников Архимеда // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т. 16. № 4. С. 279–289. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-279-289>

References

1. Kiper G. *Polyhedra. A historical review*. Ankara; 2007.
2. Cromwell P.R. *Polyhedra*. Cambridge University Press; 1999.
3. Krivoschapko S.N. Polyhedra and quasi-polyhedra in architecture of civil and industrial erections. *Construction and Reconstruction*. 2020;4(90):48–64.
4. Motulsky R.S. *Nacional'naya biblioteka Belarusi: novoe zdanie – novaya koncepciya razvitiya* [National Library of Belarus: new building – new development concept]. Minsk; 2007. (In Russ.)
5. Wenninger M. *Polyhedron models*. Cambridge University Press; 1971.
6. Ashkinuz V.G. O chisel polupravil'nyh mnogogrannikov [On the number of semi-control polyhedra]. *Mathematical Education*. 1957;2(1):107–118. (In Russ.)
7. Savchenko V. Polupravilnye mnogogranniki [Semicontrolled polyhedral]. *Quant*. 1979;(1):3. (In Russ.)
8. Smirnova I.M., Smirnov V.A. *Pravilnye, polupravilnyei zvezdchatye mnogogranniki* [Correct, semi-control and star polyhedra]. Moscow; MCNMO Publ., 2010. (In Russ.)
9. Weissbach B., Martini H. On the chiral Archimedean solids. *Contrib. Algebra and Geometry*. 2002;4:121–133.
10. Vasilieva V.N. Golden section and golden rectangles when building icosahedron, dodecahedron and archimedean solids based on them. *Geometry and Graphics*. 2019;7(2):47–55. (In Russ.) https://doi.org/10.12737/article_5d2c1ceb9f91b1.21353054
11. Vasileva V.N. Application of computer technologies in building design by example of original objects of increased complexity. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 2017;262:012106. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/262/1/012106>
12. Rajpoot H.C. Optimum solution of snub dodecahedron (an Archimedean solid) by using HCR's theory of polygon & Newton – Raphson method. Dec. 2014. M.M.M. University of Technology, Gorakhpur-273010 (UP), India. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.23604.60807>
13. Ertskina E.B., Korolkova N.N. Geometric modeling in automated design of architectural objects. *Geometry and Graphic*. 2016;4(2):48–54. (In Russ.) <https://doi.org/10.12737/19833>
14. Romanova V.A. Visualization of regular polyhedrons in the process of their formation. *Geometry and Graphics*. 2019;7(1):55–67. (In Russ.) https://doi.org/10.12737/article_5c91ffd0916d52.90296375

15. Ivanov V.N., Krivoschapko S.N., Romanova V.A. Bases of development and visualization of objects of analytical surfaces and the prospect of their use in architecture and construction. *Geometry and Graphics*. 2017;5(4):3–14. (In Russ.) https://doi.org/10.12737/article_5a17f590be3f51.37534061
16. Ivanov V.N., Romanova V.A. *Konstruksionnye formy prostranstvennykh konstruksii. Vizualizatsiya poverkhnostei v sistemakh MathCad, AutoCad* [Constructive forms of space constructions. Visualization of the surfaces at systems MathCad, AutoCad]. Moscow: ASV Publishing House; 2016. (In Russ.)
17. Schroeder W.J., Martin K., Lorensen B. *The visualization toolkit*. Kitware, Inc.; 2003.
18. Haber R.B. Visualization techniques for engineering mechanics. *Computing Systems in Engineering*. 1990;1(1):37–50.
19. Dupac M., Popirlan C.-I. *Web technologies for modelling and visualization in mechanical engineering*. 2010. April 1. <http://dx.doi.org/10.5772/9037>
20. Gallagher R.S., Press S. *Computer visualization: graphics techniques for engineering and scientific analysis*. CRC Press; 1994.
21. Caha J., Vondrakova A. Fuzzy surface visualization using HSL colour model. *Electronic Journal*. 2017;2(2):26–42.
22. Romanova V.A. Visualizing of semi-regular polyhedrons in AutoCAD environment. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2019;15(6):449–457. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-6-449-457>
23. Romanova V.A. Visualizing surface formation of semi-regular polyhedra of Archimedes. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(4):279–289. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-279-289>

АНАЛИТИЧЕСКИЕ И ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS OF ANALYSIS OF STRUCTURES

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-1-51-62
UDC 69:624.074:624.012.4

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Stress state analysis of an equal slope shell under uniformly distributed tangential load by different methods

Olga O. Aleshina^{1*}, Vyacheslav N. Ivanov¹, David Cajamarca-Zuniga²

¹Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation

²Catholic University of Cuenca, Av. De las Americas & Humboldt, Cuenca, 010101, Republic of Ecuador

*xiaofeng@yandex.ru

Article history

Received: October 7, 2020

Revised: January 17, 2021

Accepted: February 4, 2021

For citation

Aleshina O.O., Ivanov V.N., Cajamarca-Zuniga D. Stress state analysis of an equal slope shell under uniformly distributed tangential load by different methods. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(1):51–62. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-51-62>

Abstract. Nowadays there are various calculation methods for solving a wide range of problems in construction, hydrodynamics, thermal conductivity, aerospace research and many other areas of industry. Analytical methods that make up one class for solving problems, and numerical calculation methods that make up another class, including those implemented in computing complexes, are used for the design and construction of various thin-walled structures such as shells. Due to the fact that thin-walled spatial structures in the form of various shells are widely used in many areas of human activity it is useful to understand and know the capabilities of different calculation methods. Research works on the study of the stress-strain state of the torse shell of equal slope with an ellipse at the base are not widely available at the moment. For the first time the derivation of the differential equations of equilibrium of momentless theory of shells to determine the normal force N_u from the action of uniformly distributed load tangentially directed along rectilinear generatrices to the middle surface of the torse of equal slope with a directrix ellipse is presented in this article. The parameters of the stress state of the studied torse are also obtained by the finite element method and the variational-difference method. The SCAD software based on the finite element method and the program SHELLVRM written on the basis of the variational-difference method are used. The numerical results of the parameters of the stress state of the studied torse are analyzed, and the advantages and disadvantages of the analytical method and two numerical calculation methods are determined.

Keywords: thin shell theory, analytical method, momentless state, torse shell, surface of equal slope, finite element method, variational-difference method, SCAD Office computing system, Mathcad system

Olga O. Aleshina, teacher-researcher, assistant of the Department of Civil Engineering of the Academy of Engineering; eLIBRARY SPIN-code: 8550-4986.

Vyacheslav N. Ivanov, Professor of the Department of Civil Engineering of the Academy of Engineering, Doctor of Technical Sciences; eLIBRARY SPIN-code: 3110-9909, Scopus Author ID: 57193384761, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-4023-156X>.

David Cajamarca-Zuniga, Docent of the Department of Civil Engineering; eLIBRARY SPIN-code: 6178-4383, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0001-8796-4635>, WoS ResearcherID: AAO-8887-2020.

© Aleshina O.O., Ivanov V.N., Cajamarca-Zuniga D., 2021



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Анализ напряженного состояния оболочки одинакового ската при действии равномерно распределенной касательной нагрузки различными методами

О.О. Алёшина^{1*}, В.Н. Иванов¹, Д. Кахамарка-Сунига²

¹Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6

²Католический университет г. Куэнка, Республика Эквадор, 010101, Куэнка, Ав. De las Americas & Humboldt

*xiaofeng@yandex.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 17 октября 2020 г.

Доработана: 17 января 2021 г.

Принята к публикации: 4 февраля 2021 г.

Аннотация. На сегодняшний день существуют различные методы расчета для решения широкого спектра задач в строительстве, гидродинамике, теплопроводности, космических исследованиях и других отраслях. Для проектирования и возведения разнообразных тонкостенных конструкций типа оболочек применяются аналитические методы, составляющие один класс для решения задач, и численные методы расчета, составляющие другой класс, в том числе реализованные в вычислительных комплексах. В связи с тем, что тонкостенные пространственные конструкции в форме разнообразных оболочек широко используются во многих сферах деятельности человека, полезно понимать и знать возможности различных методов расчета. Работы по исследованию напряженно-деформированного состояния торсовой оболочки одинакового ската с эллипсом в основании представлены на данный момент в малом объеме. В статье впервые приводится вывод дифференциальных уравнений равновесия безмоментной теории оболочек для определения нормального усилия N_u от действия равномерно-распределенной нагрузки, направленной по касательной вдоль прямолинейных образующих к срединной поверхности тора одинакового ската с направляющим эллипсом. Также получены параметры напряженного состояния исследуемого тора методом конечных элементов и вариационно-разностным методом. Используются вычислительный комплекс SCAD Office на основе метода конечных элементов и программа SHELLVRM, написанная на базе вариационно-разностного метода. Выполнен анализ числовых результатов параметров напряженного состояния исследуемого тора, установлены плюсы и минусы применения аналитического метода и двух численных методов расчета.

Ключевые слова: теория тонких оболочек, аналитическое решение, безмоментное состояние, торсовая оболочка, поверхность одинакового ската, метод конечных элементов, вариационно-разностный метод, вычислительный комплекс SCAD Office, система Mathcad

Для цитирования

Алёшина О.О., Иванов В.Н., Кахамарка-Сунига Д. Анализ напряженного состояния оболочки одинакового ската при действии равномерно распределенной касательной нагрузки различными методами // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2021. Т. 17. № 1. С. 51–62. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-51-62>

Introduction

For the design of diverse engineering structures, various calculation methods are used, such as analytical, numerical and numerical-analytical. In the practice, to get the general parameters of the stress-strain state of spatial-structures, engineers use automated numerical calculation methods because analytical calculation methods are quite complex and time consuming.

The most common numerical calculation method is the finite element method (FEM). Originally, FEM was used for solving mathematical problems in a simpler form. The subsequent development of FEM and automated software systems based on this method such as SIMULIA (www.3ds.com), ANSYS (www.ansys.com), SAP2000 (www.csiamerica.com), SCAD (www.scadsoft.com), PROKON (www.prokon.com) and others, made it

Алёшина Ольга Олеговна, преподаватель-исследователь, ассистент департамента строительства Инженерной академии; eLIBRARY SPIN-код: 8550-4986.

Иванов Вячеслав Николаевич, профессор департамента строительства Инженерной академии, доктор технических наук; eLIBRARY SPIN-код: 3110-9909, Scopus Author ID: 57193384761, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-4023-156X>.

Кахамарка-Сунига Давид, доцент инженерного факультета; eLIBRARY SPIN-код: 6178-4383, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0001-8796-4635>, WoS ResearcherID: AAO-8887-2020.

possible to apply it to solve a wide range of problems in aerospace research, to model and take into account dynamic loads, to solve various problems in thermal conductivity, hydrodynamics, construction and many other areas.

The idea of discretization on which the FEA is based is very old. Before 1922, Courant used the finite element ideas in Dirichlet's principle. The period of 1962–1972 is known as the golden age of FEM [1]. There are five groups of papers (Courant, Argyris, Turner et al., Clough and Zienkiewicz) which may be considered in the development of the FEM and in one of these the name originated [2]. Clough coined the term “finite elements”, Turner perfected the direct stiffness method and the works of Huges, Bathe and Zienkiewicz [3] laid the foundation for further progress of the FEM [1]. In [4], a method for calculating bending plates by the finite element method in stresses is proposed, and a comparison with the results of the finite element method in displacements is made. The solution of plane problems of the theory of elasticity based on the approximation of stresses is considered, the calculations of a cantilever beam and a plate with a hole are performed for various finite element meshes, and comparison is made with solutions by the method of finite elements in displacements and with exact solutions in the work [5]. A special issue including 35 papers is devoted to research in the field of development and application of FEM [6].

The finite-difference energy method (FDEM) [7–10] or so called variational-difference method (VDM) [9–14] is also referred to numerical calculation methods [15; 16]. This method takes into account the geometric characteristics of the middle surface of the shell, which allows a more accurate representation of the stress-strain state of thin-walled structures of complex geometry. The VDM (FDEM) is based on the idea put forward by Courant in 1943 [9; 17; 18], which was continued by Houbolt in 1958 [8], who performed static analysis of beams and plates combining finite difference analog of derivatives with a variational formulation [19]. Further developed by Griffin and Varga in 1963 [20] who introduced finite difference into the variational formulation of strain compatibility and boundary conditions for the analysis of plane elasticity problems [19]. Further Bushnell in 1973, and Brush and Almroth in 1975 [21] who extended the approach to the analysis of other type of structures [22].

The successful application of VDM largely depends on how well the system of basic functions allows the qualitative characteristics of the solution. Consequently, it can be expected that the efficient solution of these variational problems will require numerical schemes that differ from traditional techniques based on continuous approximations [23].

In the Department of Construction of the Academy of Engineering of the RUDN University of Russia, the Doctor of Technical Sciences, Professor V.N. Ivanov together with his postgraduate students (currently PhD) Nasr Younis Ahmed Abboushi (Palestine), Muhammad Rizwan (Pakistan), Bock Hyeng Christian Alain (Cameroon), Govind Prasad Lamichhane (Nepal) led the development of SHELLVRM, a new Variational-Difference Method based program. This program allows to determine the stress-strain state of plates and various types of shells with an orthogonal coordinate system, which middle surfaces are described by analytical equations. The program includes such classes of shells as: flat shells on rectangular and curved planes, shells of revolution, shells in the form of Joachimsthal's channel surfaces, shells in the form of Monge surfaces and normal cyclic surfaces. The program includes a system of plane curves, on the basis of which sections of surface classes are formed and coefficients of quadratic forms are calculated. The basics of the VDM and the text of the program for plate calculations are given in [15].

Analytical calculation methods are used for spatial structures in the form of various surfaces [24]. Analytical methods are quite complex and time-consuming. More than 600 analytical surfaces are described in the Encyclopedia of Analytical Surfaces [25]. The geometry of surfaces and automated possibilities of their construction are considered in the monograph [26].

Among an extensive variety of analytical surfaces, the torse shells of equal slope possesses the ability to unfold onto a plane without folds and breaks [27], and this type of shells are widely used in many areas of industry and manufacturing [28–31].

This article is part of a series of research papers devoted to the study of the geometry and stress state of torse shell of equal slope with an ellipse at the base under the action of different loads. In previous works, the authors have performed calculations this shell under the action of a linear load on the upper edge and under the action of self-weight [32; 33] and with a different restraint of the base ellipse [34]. Also, a design of an awning in the shape of a torse of equal slope was proposed and new results were obtained in the field of geometric studies [35; 36]. In this article, we consider the uniformly distributed load directed along rectilinear generatrices of the torse. The choice of the load type is determined by the possibilities of the momentless shell theory. The main task of this article is to find an analytical solution and determine the parameters of the stress state of the torse by

the momentless theory (MLT), followed by comparison with the results of two numerical methods (the finite element method and the variational-difference method).

The surface of equal slope is a ruled surface generated by a straight line moving in the normal plane of a flat directrix-curve with a constant angle of inclination to the plane of the directrix. If we take an ellipse as a flat directrix-curve, then straight lines of equal inclination to the plane of the ellipse will generate the torse surface of equal slope (Figure 1). The surfaces of equal slope are surfaces of zero Gaussian curvature ($K = 0$). The papers [37; 38] describe the basic properties of these surfaces. The equal slope surface also belongs to the class of Monge surfaces [24; 27].

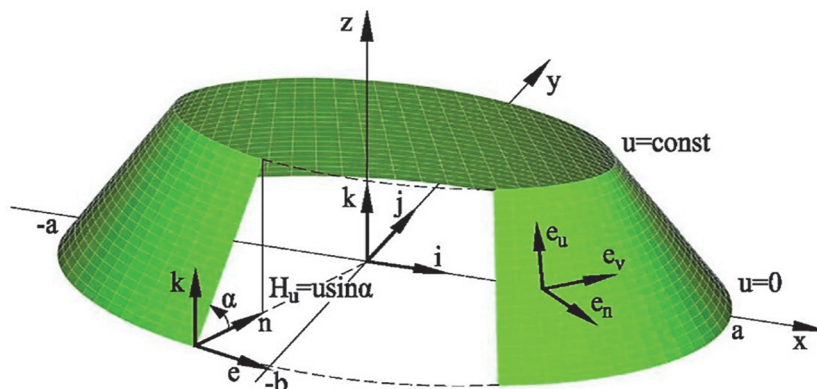


Figure 1. Torse shell of equal slope with an ellipse at the base

As its shown in [27], the directrix ellipse can be defined by parametric equations (1):

$$x = x(v) = a \cos v, \quad y = y(v) = b \sin v, \quad (1)$$

where a and b are the dimensions of the semi-axes of the directrix ellipse at the base of the torse, and the parameter v must be in the limits $0 \leq v \leq 2\pi$.

According to [27], the parametric form of setting the torse surface with a directrix ellipse is:

$$\begin{aligned} x &= x(u, v) = a \cos v - \frac{ub \cos \alpha \cos v}{\sqrt{a^2 \sin^2 v + b^2 \cos^2 v}}; \\ y &= y(u, v) = b \sin v - \frac{ua \cos \alpha \sin v}{\sqrt{a^2 \sin^2 v + b^2 \cos^2 v}}; \\ z &= z(u) = u \sin \alpha. \end{aligned} \quad (2)$$

The family of u lines is the rectilinear generatrices of the torse surface of equal slope, while the coordinate line $u = 0$ coincides with the ellipse at the base, α is the angle between the principal normal $\mathbf{n} = -\mathbf{e} \times \mathbf{k}$ directed inwards of the directrix ellipse and the straight generatrix u (Figure 1).

The coefficients of the basic quadratic forms of a given surface and its main curvatures are [27]:

$$\begin{aligned} A &= 1; \quad B = \mu^{1/2} - u \frac{\beta}{\mu}; \quad F = 0; \quad L = M = 0; \quad N = B \frac{ab \sin \alpha}{\mu}; \\ k_1 &= k_u = 0; \quad k_2 = k_v = \frac{ab \sin \alpha}{B\mu}, \end{aligned} \quad (3)$$

where $\mu = \mu(v) = a^2 \sin^2 v + b^2 \cos^2 v$, $\beta = ab \cos \alpha$.

Let us consider the application of the momentless theory of shell calculation, the finite element method and the variational-difference method on the example of a thin torse shell of equal slope with an ellipse at the base under the action of a uniformly distributed load $q = 1 \text{ kN/m}^2$ tangentially directed along rectilinear generatrices to the middle surface of the torse (Figure 2). Thus, the external surface load is $X = -q$, $Y = Z = 0$. The geometric parameters of the torse are: $a = 3 \text{ m}$, $b = 2 \text{ m}$, $\alpha = 60^\circ$, the length of the straight generatrices is $u = 2 \text{ m}$. The boundary conditions at the level of the directrix ellipse ($u = 0 \text{ m}$) are simple (movable) supports, and at the top ($u = 2 \text{ m}$) the edge is free.

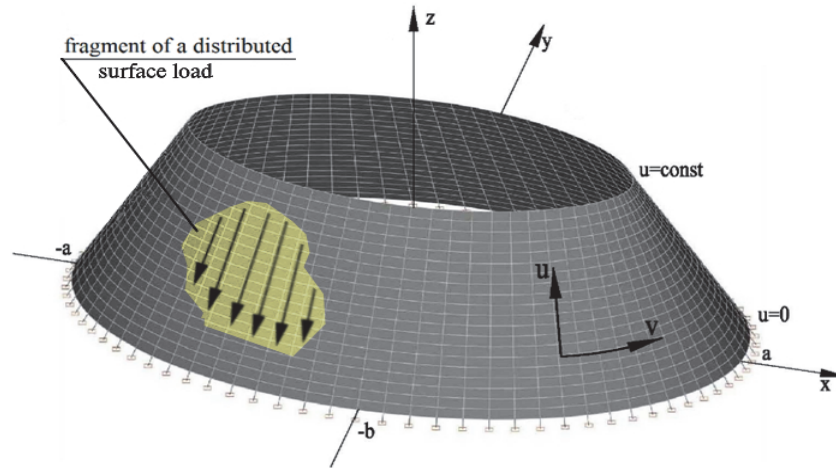


Figure 2. Torse under the action of external distributed surface load

To determine the parameters of the stress state of the considered torse, the momentless theory of shell calculation [24; 27], the SCAD integrated system for finite element structural analysis (FEA), and the SHELLVRM program based on the variational-difference method [15; 16] are used.

The differential equilibrium equations of the momentless theory are obtained from the general equilibrium equations of the moment shell theory [24; 27].

Differential equations of equilibrium of the momentless torse shell

The momentless theory is a simplified version of the general theory of thin elastic shells, which neglects the influence of transverse forces and moments. At the same time, the possibility of existence of the momentless stress state of the shell depends on a number of conditions [24; 27]. The shell should have the form of a smoothly changing continuous surface, also the load on the shell should be continuous and smooth, and the supports of the edges should allow the shell to move freely in the direction normal to the middle surface, normal movements and rotation angles at the edges of the shell should not be restrained.

We obtain differential equations of equilibrium for determining the normal force under the action of a uniformly distributed load acting in the direction of a tangent along rectilinear generatrices to the middle surface of the considered torse.

General differential equations of equilibrium of the momentless theory [24; 27] have the form:

$$\frac{\partial}{\partial u}(BN_u) - \frac{\partial B}{\partial u}N_v + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial v}(A^2S) + ABX = 0;$$

$$\frac{\partial}{\partial v}(AN_v) - \frac{\partial A}{\partial v}N_u + \frac{1}{B} \frac{\partial}{\partial u}(B^2S) + ABY = 0;$$

$$\frac{N_v}{R_v} + \frac{N_u}{R_u} - Z = 0. \quad (4)$$

For the considered case of load application (Figure 2), we obtain $X = -q$ and $Y = Z = 0$. The differential equations of equilibrium (4), taking into account expressions (3), are transformed as following:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial u}(BN_u) - \frac{\partial B}{\partial u}N_v + \frac{\partial S}{\partial v} + XB &= 0; \\ \frac{\partial N_v}{\partial v} + \frac{1}{B} \frac{\partial}{\partial u}(B^2S) &= 0; \\ \frac{N_v}{R_v} &= 0. \end{aligned} \tag{5}$$

The resulting system of differential equations (5) is of second order. To solve it, it is sufficient to have one boundary condition at each point of the torse shell contour. Thus, at the top of the shell at $u = 2$ m the force $N_u = 0$. Moreover, from the second and third equations of system (5) the forces $N_v = 0$ and $S = 0$.

By integrating the first equation of system (5), we obtain the expression for the values of normal force N_u along the rectilinear generatrices u :

$$N_u = \frac{1}{B(u, v)} \left[\int qB(u, v) du + X_1(v) \right]. \tag{6}$$

Here $X_1(v)$ is an arbitrary function of integration.

Then, by integrating of (6):

$$\int B(u, v) du = u\mu^{1/2} - \frac{u^2\beta}{2\mu} = \frac{u}{2}(B(u, v) + \mu^{1/2}) = \frac{\mu}{2\beta}(\mu - B^2(u, v)). \tag{7}$$

To satisfy the boundary condition $N_u = 0$ on the upper free edge under $u = \eta = 2$ m, the arbitrary function of integration $X_1(v)$ in (7) must be equal to:

$$X_1(v) = -q \left(\eta\mu^{1/2} - \frac{\eta^2\beta}{2\mu} \right). \tag{8}$$

The equation (6) for the calculation of numerical values of the normal forces N_u along the rectilinear generatrices taking into account the value $X_1(v)$ of the arbitrary integration function (8) takes the following form:

$$N_u = \frac{q}{B(u, v)} \left[\mu^{1/2}(u - \eta) - \frac{\beta}{2\mu}(u^2 - \eta^2) \right]. \tag{9}$$

To find numerical results of normal force N_u (9) we use the engineering math software Mathcad.

Numerical methods for investigation of the stress state of the shell

The investigation of the stress state of the torse of equal slope was performed by the finite element method and the variational-difference method. The first calculation is performed by using SCAD software. The view of the 3D computational model when approximating the middle surface by a set of quadrangular planar shell elements is shown in Figure 2. The maximum distance between the nodes of the finite elements of the computational model is 0.228 m. The number of finite elements is 1680 and of nodes is 1760.

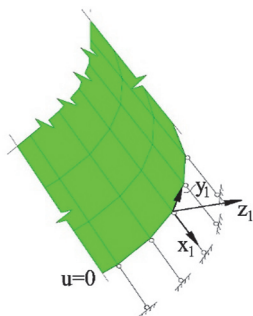


Figure 3. Implementing of momentless state in SCAD software

For the implementation of simple (movable) supports, which is a necessary condition for the momentless work of the torse, the SCAD program has added short bar elements with hinges (Figure 3). The introduction of hinges in these support rod elements releases linear movements along the normal to the torse middle surface (Figure 3, direction z_1), angular movements tangent to the surface (Figure 3, direction y_1) and normal to the surface of the shells (Figure 3, direction z_1), as well as angular movements in the direction of rectilinear generatrices u (Figure 3, direction x_1).

The second calculation is performed in the program SHELLVRM, based on the variational-difference method. The calculated grid is similar to the grid in FEM. This calculation also takes into account and implements all the necessary conditions for the momentless state of the shell. The calculation is performed for a 1/4 segment of the torse shell, taking into account two planes of symmetry.

Results and discussion

The obtained results of the analytical calculation are compared with the results of numerical methods (by the finite element method and the variational-difference method) for 11 cross-sections (Figure 4).

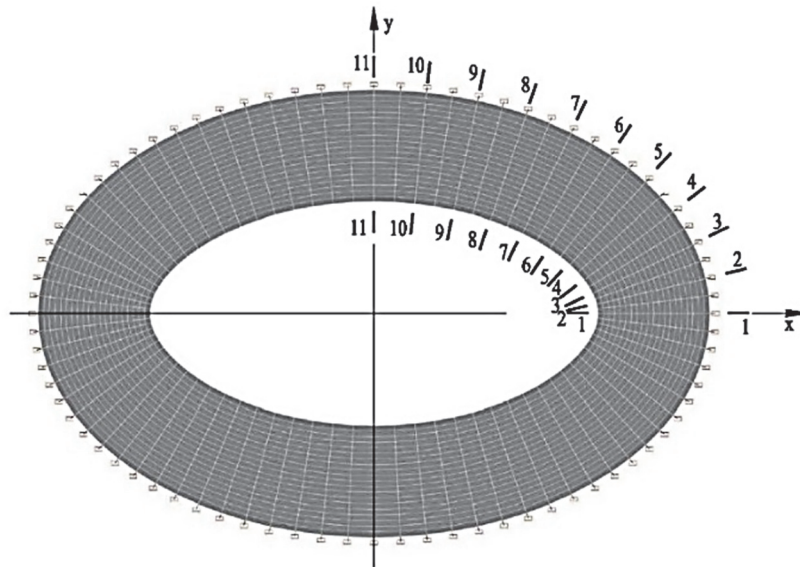


Figure 4. Cross-sections of the torse to compare the results

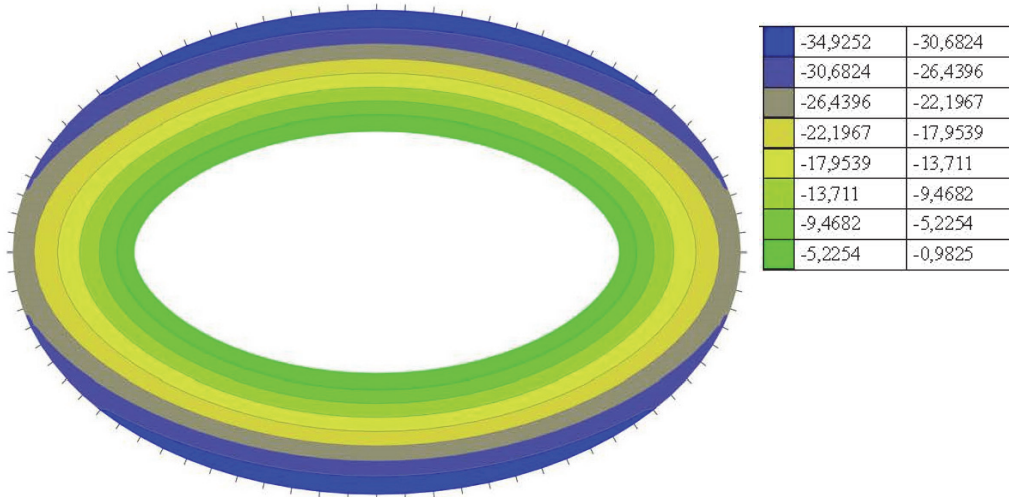


Figure 5. Normal stress $\sigma(N_u)$ by FEM, kN/m²

The maximum deviations of the analytical results of normal force N_u along the rectilinear generatrices from the results of two numerical methods are: 7.4% in section 1–1 (Table 1), 5.0% in section 2–2, 1.9% in section 3–3, 3.7% in section 4–4, 4.1% in section 5–5 (Table 2), 3.6% in section 6–6, 2.8% in section 7–7, 2.2% in section 8–8, 2.0% in section 9–9, 1.9% in section 10–10, and 1.9% in section 11–11 (Table 3). At nodes of coordinates $u = 2.00$ m in FEM and VRM the values are different from zero when compared with MLT.

For an overall picture of the stress state of torse shell under the action of uniformly distributed load q tangentially applied along rectilinear generatrices to the torse middle surface, the contour graph distribution of normal stress $\sigma(N_u)$ obtained in the SCAD software is shown in Figure 5.

Table 1

Results of normal force N_u : cross section 1–1

U -axis coordinate, m	N_u , MLT, section 1–1, kN/m	N_u , FEM, section 1–1, kN/m	Deviation, MLT and FEM, section 1–1, %	N_u , VDM, section 1–1, kN/m	Deviation, MLT and VDM, section 1–1, %
0.000	-1.2500	-1.2438	0.50	-1.2980	3.70
0.200	-1.1432	-1.1906	3.98	-1.1920	4.09
0.400	-1.0353	-1.0841	4.50	-1.0860	4.67
0.600	-0.9258	-0.9757	5.11	-0.9767	5.21
0.800	-0.8143	-0.8640	5.75	-0.8645	5.81
1.000	-0.7000	-0.7477	6.39	-0.7480	6.42
1.200	-0.5818	-0.6253	6.96	-0.6255	6.99
1.400	-0.4579	-0.4942	7.35	-0.4944	7.38
1.600	-0.3250	-0.3503	7.22	-0.3504	7.25
1.800	-0.1769	-0.1871	5.45	-0.1870	5.40
2.000	0.0000	-0.0563	–	-0.0002	–

Table 2

Results of normal force N_u : cross section 5–5

U -axis coordinate, m	N_u , MLT, section 5–5, kN/m	N_u , FEM, section 5–5, kN/m	Deviation, MLT and FEM, section 5–5, %	N_u , VDM, section 5–5, kN/m	Deviation, MLT and VDM, section 5–5, %
0.000	-1.5623	-1.5004	4.12	-1.5340	1.84
0.200	-1.4292	-1.4004	2.06	-1.4010	2.01
0.400	-1.2930	-1.2647	2.23	-1.2650	2.21
0.600	-1.1531	-1.1262	2.39	-1.1270	2.32
0.800	-1.0090	-0.9840	2.54	-0.9842	2.52
1.000	-0.8599	-0.8375	2.68	-0.8376	2.66
1.200	-0.7050	-0.6859	2.78	-0.6860	2.77
1.400	-0.5432	-0.5284	2.80	-0.5285	2.78
1.600	-0.3731	-0.3637	2.58	-0.3638	2.56
1.800	-0.1928	-0.1892	1.88	-0.1899	1.53
2.000	0.0000	-0.0572	–	-0.0002	–

Table 3

Results of normal force N_u : cross section 11–11

U -axis coordinate, m	N_u , MLT, section 11–11, kN/m	N_u , FEM, section 11–11, kN/m	Deviation, MLT and FEM, section 11–11, %	N_u , VDM, section 11–11, kN/m	Deviation, MLT and VDM, section 11–11, %
0.000	-1.7778	-1.7439	1.95	-1.7870	0.51
0.200	-1.6159	-1.6240	0.50	-1.6240	0.50
0.400	-1.4512	-1.4585	0.50	-1.4590	0.53
0.600	-1.2833	-1.2899	0.51	-1.2900	0.52
0.800	-1.1122	-1.1178	0.50	-1.1180	0.52
1.000	-0.9375	-0.9420	0.47	-0.9420	0.48
1.200	-0.7590	-0.7622	0.42	-0.7622	0.42
1.400	-0.5763	-0.5783	0.35	-0.5784	0.36
1.600	-0.3892	-0.3901	0.23	-0.3902	0.26
1.800	-0.1972	-0.1973	0.07	-0.1974	0.10
2.000	0.0000	-0.0553	–	0.0000	–

Comparison of the obtained results of normal force N_u by three calculation methods shows good convergence. The concentration of the largest deviations of the numerical values of the normal force N_u by the momentless theory from the VDM and FEM is in the region of the shell with the largest change in the radius of curvature along the curvilinear directrices, i.e., in the upper nodes of sections 1–1 and 2–2 (Figure 4).

According to the Theory of Strength of Materials, the numerical values of the normal force N_u under the action of uniformly distributed load tangentially along rectilinear generatrices to the torse middle surface at the nodes of all sections at coordinate $u = 2.00$ m must be $N_u = 0$. However, the values of the normal force N_u in the FEM and VDM are different from zero, and the results of the VDM are more accurate compared to the FEM. It is well known that the accuracy of the results of FEM and VDM calculations depends on the correct choice of the size of the finite elements (mesh). Moreover, it is noted in [15] that a comparison of the results of VDM and FEM calculations at the same mesh shows close accuracy, and in some cases, VDM gives even higher accuracy results.

FEM and VDM allow obtaining numerical values also for normal forces N_v along curved directrices, bending moments M_u, M_v , tangential forces S and shear forces Q_u, Q_v . The normal forces N_v by VDM range from -0.0246 to 0.0148 kN/m, and by FEM ranges from 0.0490 to 0.0216 kN/m. The shear forces Q_u, Q_v range from -0.01 to 0.01 kN/m. The tangential forces S ranges from -0.0354 to 0.0354 kN/m by FEM, and from -0.0162 to 0.0067 kN/m by VDM. The values of bending moment M_u range from -0.0261 to 0.4244 N·m/m by VDM, and by FEM from -0.1143 to 0.4733 N·m/m. The values of bending moment M_v by VDM range from -0.4140 to 1.4030 N·m/m, and by FEM range from -0.4398 to 1.5562 N·m/m.

The bending moments M_u and M_v are of particular interest, since the values of bending stresses when compared with normal stresses can be used to infer the bending state of the torse shell under the action of the considered load.

The normal stress σ_M and σ_N from normal forces $N_{u,v}$ and moments $M_{u,v}$ are determined as follows:

$$\sigma_N = \frac{N_{u,v}}{h} ; \quad \sigma_M = \frac{6M_{u,v}}{h^2}. \quad (10)$$

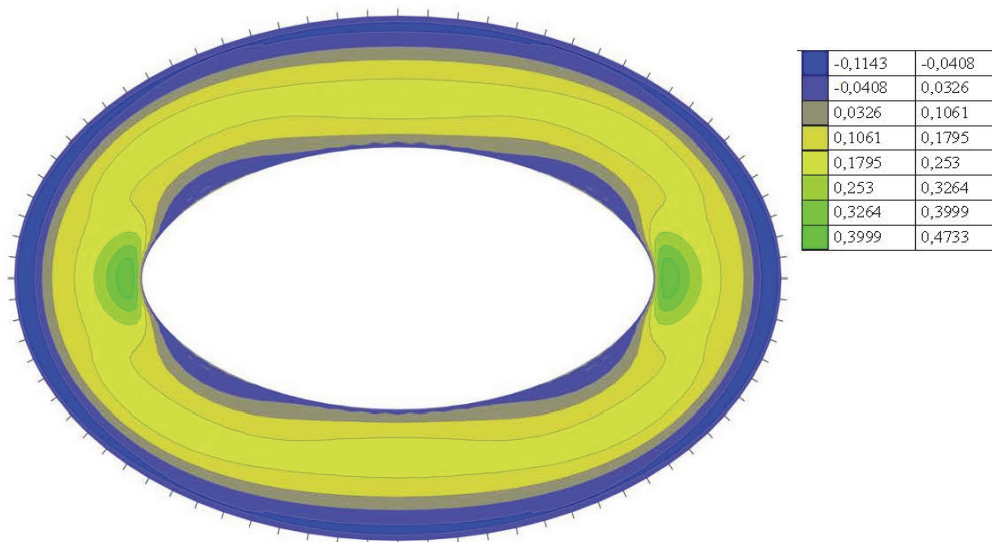


Figure 6. Bending moment M_u by FEM, N·m/m

The results of the VDM for the maximum ratio of stresses σ_{Mu} to σ_{Nu} are: in the cross section 1–1 is 156.5% in the node of coordinate $u = 2.00$ m, 27.2% in the node with the coordinate $u = 1.80$ m, 13.1% in the node with the coordinate $u = 1.60$ m, 7.2% in the node with the coordinate $u = 1.40$ m, in other nodes does not exceed 4.4%. In cross section 2–2 is 61.9% in the node of coordinate $u = 2.00$ m, 25.0% in the node with coordinate $u = 1.80$ m, 12.3% in the node with the coordinate $u = 1.60$ m, 6.8% in the node with the coordinate $u = 1.40$ m, other nodes do not exceed 4.2%. In section 3–3 is 25.9% in the node with the coordinate $u = 2.00$ m, 18.5% in the node with the coordinate $u = 1.80$ m, 9.9% in a node with coordinate $u = 1.60$ m, and in the other

nodes does not exceed 5.8%. In section 4–4 is 7.0% in the node with coordinate $u = 2.00$ m, 9.3% in the node with coordinate $u = 1.80$ m, 6.7% in the node with coordinate $u = 1.60$ m, and in all other nodes does not exceed 4.5%. In section 5–5 is 45.5% in the node with the coordinate $u = 2.00$ m; in section 6–6 is 13.3% in the node with the coordinate $u = 2.00$ m; in section 7–7 is 17.4% in the node with the coordinate $u = 2.00$ m; in section 8–8 is 10.9% in the node with the coordinate $u = 2.00$ m; in section 10–10 is 8.9% in the node with the coordinate $u = 2.00$ m; in section 11–11 is 34.8% in the node with the coordinate $u = 2.00$ m, 5.8% in the node with the coordinate $u = 1.80$ m. In other nodes of sections 5–5 to 11–11, the stress ratio does not exceed 5.2%.

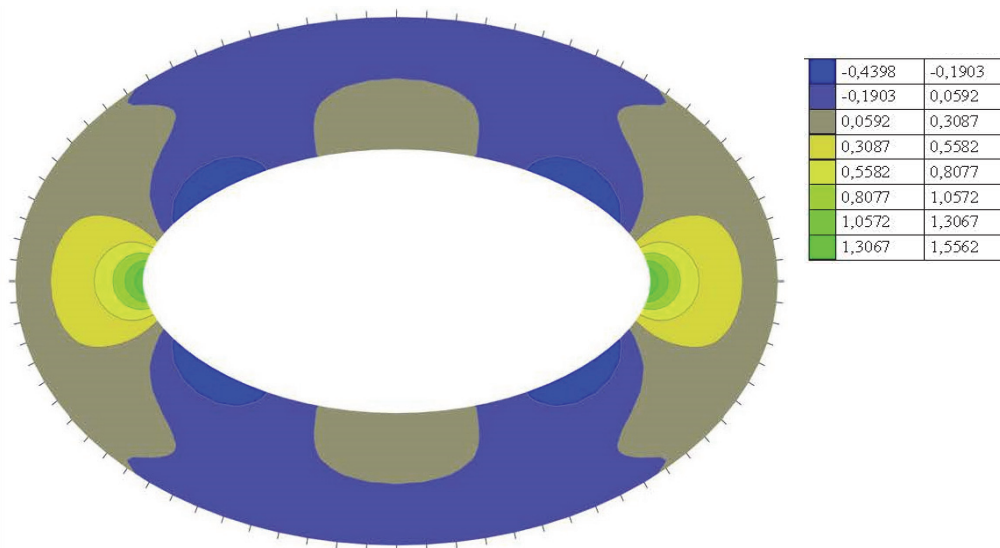


Figure 7. Bending moment M_v by FEM, N·m/m

The bending stresses σ_{Mv} arising from a uniformly distributed load directed tangentially along rectilinear generatrices to the middle surface, in the VDM have an even greater influence on the bending state of the considered torse shell with a directrix ellipse at the base.

The results of studying the influence of bending stresses σ_{Mu} and σ_{Mv} in FEM show a similar character. Figures 6 and 7 show the contour graph distribution of bending moments M_u and M_v obtained in the SCAD software.

Conclusion

The research is carried out at the Academy of Engineering of the Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University). In the field of geometry and stress-strain state of various shells, in particular torse shells class, works at RUDN University have been carried out since 1960's. An undeniable contribution to modern theory of shells was made by Prof. V.G. Rekach, Prof. S.N. Krivoshapko and Prof. V.N. Ivanov and their postgraduate students (today PhD in Technical Sciences). Currently, S.N. Krivoshapko and V.N. Ivanov continue their research in the field of shell theory [39–41].

This paper for the first time presents the differential equations of equilibrium for a torse shell of equal slope with a directrix ellipse and the expression for the normal force N_u determination under the action of uniformly distributed load tangentially directed along rectilinear generatrices to the torse middle surface.

Determination of the internal force N_u of the investigated torse shell by the analytical method is a complex and time-consuming task that requires a lot of time and increased concentration of attention on its implementation, since a slight inaccuracy can lead to incorrect results. The comparison of the results of the momentless theory with the results of the finite element method and the variational-difference method shows good convergency, which indicates the correctness of the obtained differential equilibrium equations and the expression for determining the values of the normal force N_u . The use of SHELLVRM and SCAD programs simplifies the solution of this task. However, the calculation in the SHELLVRM program is possible if there is the program text for its implementation, and in the SCAD program it becomes difficult to implement a momentless state (introduction of simple-movable supports). When choosing a method of solving the problem, SCAD program, based on the finite element method, is the simplest and most versatile way for solving the research problem.

The values of the normal force N_u along the rectilinear generatrices of the shell indicate that the considered shell is working in compression. Thus, it is a big plus when selecting materials for the design and manufacture of torse shells. Considering the property of this class of shells to be flattened on the plane without folds and breaks, this is also an advantage when selecting torse shells among similar shaped.

Due to the results of the FEM and VDM, it was found that the bending stresses σ_{Mu} and σ_{Mv} have a significant influence on the torse shell stress state. Therefore, it is necessary to consider the bending moments M_v and M_u when designing different structures in the form of this class of shells. The momentless theory does not allow us to obtain these parameters of the stress state of the torse. Thus, it may be concluded that the momentless theory is not applicable for the considered torse shell of equal slope with ellipse directrix.

References

1. Sabat L., Kundu C.K. History of finite element method: a review. *Recent Developments in Sustainable Infrastructure*. 2021;395–404. <https://doi.org/10.1007/978-981-15-4577-132>
2. Gupta K.K., Meek J.L. A brief history of the beginning of the finite element method. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 1996;39(22):3761–3774. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1097-0207\(19961130\)39:22<3761::AID-NME22>3.0.CO;2-5](https://doi.org/10.1002/(SICI)1097-0207(19961130)39:22<3761::AID-NME22>3.0.CO;2-5)
3. Zenkevich O., Morgan K. *Konechnye elementy i approximaciya [Finite elements and approximation]*. Moscow: Mir Publ.; 1986. (In Russ.)
4. Tyukalov Yu.Ya. Finite element models in stresses for bending plates. *Magazine of Civil Engineering*. 2018;6(82):170–190. <https://doi.org/10.18720/MCE.82.16>
5. Tyukalov Yu.Ya. Finite element models in stresses for plane elasticity problems. *Magazine of Civil Engineering*. 2018;1(77):23–37. <https://doi.org/10.18720/MCE.77.3>
6. Cen S., Li C., Rajendran S., Hu Z. Advances in finite element method. *Mathematical Problems in Engineering*. 2014;206369. <https://doi.org/10.1155/2014/206369>
7. Bushnell D., Almroth B.O., Brogan F. Finite-difference energy method for nonlinear shell analysis. *Computers and Structures*. 1971;1(3):361–387. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(71\)90020-4](https://doi.org/10.1016/0045-7949(71)90020-4)
8. Barve V.D., Dey S.S. Isoparametric finite difference energy method for plate bending problems. *Computers and Structures*. 1983;17(3):459–465. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(83\)90137-2](https://doi.org/10.1016/0045-7949(83)90137-2)
9. Maksimyuk V.A., Storozhuk E.A., Chernyshenko I.S. Variational finite-difference methods in linear and nonlinear problems of the deformation of metallic and composite shells. *International Applied Mechanics*. 2012;48(6):613–687. <https://doi.org/10.1007/s10778-012-0544-8>
10. Trushin S., Goryachkin D. Numerical evaluation of stress-strain state of bending plates based on various models. *Procedia Engineering*. 2016;153:781–784. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.08.242>
11. Ivanov V.N., Kushnarenko I. Stiffeners in variational-difference method for calculating shells with complex geometry. *Vestnik MGSU. Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering*. 2014;(5):25–34. (In Russ.)
12. Ivanov V., Rynkovskaya M. Analysis of thin walled wavy shell of monge type surface with parabola and sinusoid curves by variational-difference method. *MATEC Web of Conferences*. 2017;95:1–5. <https://doi.org/10.1051/mateconf/20179512007>
13. Govind P.L. Complicated features and their solution in analysis of thin shell and plate structures. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2018;14(6):509–515. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-6-509-515>
14. Dzhavadyan A.D. Grid selection in the variation-difference method for solving second-order elliptic equations with quasidegenerate quadratic form. *USSR Computational Mathematics and Mathematical Physics*. 1989;29(6):22–33. [https://doi.org/doi:10.1016/s0041-5553\(89\)80004-7](https://doi.org/doi:10.1016/s0041-5553(89)80004-7)
15. Ivanov V.N. *Osnovy metoda konechnyh elementov i variacionno-raznostnogo metoda [Fundamentals of the finite element method and the variational-difference method]*. Moscow: RUDN Publ.; 2008. (In Russ.)
16. Ivanov V.N. The variational-difference method and the method of global elements in the calculation of interfaces of shell compartments. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2003;12:34–41. (In Russ.)
17. Mikhlin S.G. Variational-difference approximation. *Journal of Soviet Mathematics*. 1978;10(5):661–787. <https://doi.org/https://doi.org/10.1007/BF01083968>
18. Courant R. Variational methods for the solution of problems of equilibrium and vibrations. *Bulletin of the American Mathematical Society*. 1943;49(1):1–23.
19. Zhong H., Yu T. A weak form quadrature element method for plane elasticity problems. *Applied Mathematical Modelling*. 2009;33(10):3801–3814. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2008.12.007>
20. Griffin D.S., Varga R.S. Numerical solution of plane elasticity problems. *Journal of the Society for Industrial and Applied Mathematics*. 1963;11(4):1046–1062.
21. Brush D.O., Almroth B.O. *Buckling of bars, plates, and shells*. New York: McGraw-Hill; 1975.
22. Xing Y., Liu B., Liu G. A differential quadrature finite element method. *International Journal of Applied Mechanics*. 2010;2(1):207–227. <https://doi.org/10.1142/S1758825110000470>

23. Repin S.I. A variational-difference method of solving problems with functionals of linear growth. *USSR Computational Mathematics and Mathematical Physics*. 1989;29(3):35–46. [https://doi.org/10.1016/0041-5553\(89\)90145-6](https://doi.org/10.1016/0041-5553(89)90145-6)
24. Ivanov V.N., Krivoschapko S.N. *Analiticheskie metody rascheta obolochek nekanonicheskoy formy [Analytical methods for calculating shells of non-canonical form]*. Moscow; 2010. (In Russ.)
25. Krivoschapko S.N., Ivanov V.N. *Encyclopedia of analytical surfaces*. Switzerland: Springer International Publishing AG; 2015.
26. Ivanov V.N., Romanova V.A. *Konstruktsionnye formy prostranstvennykh konstruksii. Vizualizatsiya poverkhnostei v sistemakh MathCad, AutoCad [Constructive forms of space constructions. visualization of the surfaces at the systems "MathCAD" and "AutoCAD"]*. Moscow: ASV Publishing House; 2016. (In Russ.)
27. Krivoschapko S.N. *Geometriya linejchatyh poverhnostej s rebrom vozvrata i linejnaya teoriya rascheta torsovyh obolochek [Geometry of ruled surfaces with cuspidal edge and linear theory of analysis of torse shells]*. Moscow; 2009. (In Russ.)
28. Krivoschapko S.N. The application, geometrical and strength researches of torse shells: the review of works published after 2008. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2018;2:19–25.
29. Krivoschapko S.N. Perspectives and advantages of tangential developable surfaces in modeling machine-building and building designs. *Vestnik Grazhdanskix Inzhenerov [Proceedings of Civil Engineers]*. 2019;16(1):20–30. (In Russ.) <https://doi.org/10.23968/1999-5571-2019-16-1-20-30>
30. Aleshina O.O. New information about the use of shells with tangential developable middle surfaces. *Process Management and Scientific Developments*. Birmingham: Infinity; 2020. p. 140–146.
31. Chen M., Tang K. A fully geometric approach for developable cloth deformation simulation. *Visual Computer*. 2010;26(6–8):853–863. <https://doi.org/10.1007/s00371-010-0467-5>
32. Ivanov V.N., Alyoshina O.O. Comparative Analysis of the stress-strain state's parameters of equal slope shell with the director ellipse using three calculation methods. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*, 2020;3(290):37–46. (In Russ.) <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2020.3.37.46>
33. Aleshina O.O., Ivanov V.N., Grinko E.A. Investigation of the equal slope shell stress state by analytical and two numerical methods. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2020;6:2–13. <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2020.6.2.13>
34. Ivanov V.N., Alyoshina O.O. Comparative analysis of the results of determining the parameters of the stress-strain state of equal slope shell. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2019;15(5):374–383. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-5-374-383> (In Russ.)
35. Aleshina O.O. Studies of geometry and calculation of torso shells of an equal slope. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2019;3:63–70. (In Russ.)
36. Alyoshina O.O. Definition of the law of setting closed curves torso shells of the equal slope. *Proceedings of the scientific and practical conference with international participation "Engineering Systems – 2020", dedicated to the 60th anniversary of the Peoples' Friendship University of Russia, Moscow, October 14–16, 2020*. 2020;1:22–30. (In Russ.)
37. Kumudini Jayavardena M.K. Geometry and example of strength analysis of thin elastic shell in the form of a torse-helicoid. *Questions of the strength of spatial systems: materials of the XXVIII Scientific Conference of the Engineering Faculty*. Moscow: RUDN Publ.; 1992. p. 48–51. (In Russ.)
38. Krivoschapko S.N., Krutov A.B. Cuspidal edges, lines of the unit and self-intersections of some technological surfaces of slope. *Journal of Engineering Researches*. 2001;1:98–104. (In Russ.)
39. Ivanov V.N., Lamichane G.P. Compound space constructions. *Proceedings of the scientific and practical conference with international participation "Engineering Systems – 2020", dedicated to the 60th anniversary of the Peoples' Friendship University of Russia, Moscow, October 14–16, 2020*. 2020;1:31–39. (In Russ.)
40. Krivoschapko S.N. The opportunities of umbrella-type shells. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(4):271–278. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-271-278>
41. Krivoschapko S.N. Analytical ruled surfaces and their complete classification. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(2):131–138. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-2-131-138> (In Russ.)

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-1-63-73
UDC 624.04

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Common irregularities and its effects on reinforced concrete building response

Krishna Ghimire, Hemchandra Chaulagain**Pokhara University, Pokhara Metropolitan City-30, Lekhnath, Kaski, Federal Democratic Republic of Nepal*
*hchaulagain@gmail.com

Article history

Received: December 13, 2020
Revised: February 18, 2021
Accepted: February 21, 2021

Acknowledgements

The authors would like to thank the School of Engineering of the Pokhara University for providing the platform to conduct this research.

Conflicts of interest

The authors state that there is no conflict of interest.

For citation

Ghimire K., Chaulagain H. Common irregularities and its effects on reinforced concrete building response. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(1):63–73. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-63-73>

Abstract. In most of the countries, the irregular building construction is popular for fulfilling both aesthetic and functional requirements. However, the evidence of past earthquakes in Nepal and the globe demonstrated the higher level of seismic vulnerability of the buildings due to irregularities. Considering this fact, the present study highlighted the common irregularities and its effect on reinforced concrete building response. The effect of structural irregularities was studied through numerical analysis. The geometrical, mass and stiffness irregularities were created by removing bays in different floor levels and removing the columns at different sections respectively. In this study, the numerical models were created in finite element program SAP2000. The structural performance was studied using both non-linear static pushover and dynamic time history analysis. The results indicate that the level of irregularities significantly influenced the behavior of structures.

Keywords: RC buildings, pushover analysis, structural irregularities, time history analysis

Распространенные дефекты и их влияние на характеристики железобетонного здания

К. Гимире, Х. Чаулагейн**Университет Покхары, Федеративная Демократическая Республика Непал, Каски, Лекхнат, Pokhara Metropolitan City-30*
*hchaulagain@gmail.com

История статьи

Поступила в редакцию: 13 декабря 2020 г.
Доработана: 18 февраля 2021 г.
Принята к публикации: 21 февраля 2021 г.

Благодарности

Авторы выражают благодарность Инженерной школе Университета Покхары за обеспечение условий для проведения научного исследования.

Аннотация. Во многих странах погрешности в проектировании зданий часто сказываются не только на их эстетическом виде, но и на техническом состоянии. Череда землетрясений, произошедших как в Непале, так и во всем мире, продемонстрировала высокий уровень сейсмической уязвимости зданий из-за погрешностей их проектирования и возведения. Принимая во внимание этот факт, в настоящем исследовании освещаются общие дефекты и их влияние на характеристики железобетонных зданий. Влияние конструктивных погрешностей изучено с помощью численного анализа. Геометрические погрешности и погрешности в характеристиках


Krishna Ghimire, student of the School of Engineering, Master of Science in Structural Engineering.

Hemchandra Chaulagain, Assistant Professor of the School of Engineering; ORCID id: 0000-0002-9483-5652, Scopus ID: 55538927200.

Гимире Кришна, студент Инженерной школы, магистр в области строительного проектирования.

Чаулагейн Хемчандра, доцент Инженерной школы; ORCID id: 0000-0002-9483-5652, Scopus ID: 55538927200.

© Ghimire K., Chaulagain H., 2021

 This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Заявление о конфликте интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Для цитирования

Ghimire K., Chaulagain H. Common irregularities and its effects on reinforced concrete building response // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2021. Т. 17. № 1. С. 63–73. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-63-73>

материала конструкций и жесткостей их сечений моделировались путем удаления пролетов в различных уровнях пола и удаления колонн в различных местах соответственно. В процессе численного исследования были созданы конечно-элементные модели в системе SAP2000. Характеристики конструкции изучались с использованием нелинейного статического прогона и динамического расчета изменений во времени. Результаты показали, что количество дефектов существенно влияет на поведение конструкций.

Ключевые слова: железобетонные здания, сейсмический анализ, конструктивные дефекты, динамический расчет

Introduction

The behavior of structure during earthquake depends on the distribution of stiffness, mass, plan, strength and many other irregularities in both the vertical and horizontal direction of the structure [1]. The past scenarios of damages of the buildings indicated that the irregularity was major reason behind the failure of the structures during strong ground shaking [2]. When the structure is subjected to earthquake, the horizontal forces is generated in the structure and this produced inertia forces acting through the center of mass of the structure. All these forces are resisted by the vertical columns and walls; and resultant of these forces act through a point known as center of stiffness. The level of horizontal and vertical irregularities is very sensitive for structural performance during strong ground shaking.

To perform well against seismic forces, structure should be subjected to adequate lateral strength, simple and regular configuration, sufficient stiffness and ductility. Buildings with simple geometry and uniformly distributed mass and stiffness in plan and elevation are less vulnerable in comparison to the structures with irregular configuration [3]. Many building structures are irregular in some sense. Some have been initially so designed and others have become so by accidently. For example, structures can irregular due to inconsistency or even errors during the construction process while many have been rendered irregular during their life time because of damage, rehabilitation or change of use. Vertical irregularities in buildings are imposed by city regulations and structural designers have to earthquake response. Furthermore, the main vertical irregularities examined by the researchers are: stiffness irregularity, mass irregularity, vertical geometric irregularity, in-plane discontinuity, discontinuity in capacity. Similarly, the horizontal irregularities are basically due to asymmetrical plan shapes, re-entrants' corners, diaphragm discontinuity and torsional irregularities [4].

In the modern era, irregular structures are quite frequently being built in almost every country including Nepal. Irregular structure is being popular in multi-storied building because of its both aesthetic architecture as well as its functional use. Besides, this land limitation is the main cause for providing adequate daylight and ventilation for the lower story in the urban area with closely spaced tall buildings. From the view point of seismic safety, fundamental period, base shear and most importantly stress concentration and ductility demand in localized in the structure. Thus, during an earthquake, geometrical regular shape structure with uniform mass and stiffness has good performance as compared to vertically irregular structures. To this end, the geometrical, mass and stiffness irregularities were created by removing the bay in different floor levels and removing the columns at different sections respectively.

Classification of irregularities

Many researchers have focused on the vertically irregular structures leaving behind the influence of configuration and plan irregularity. However, the past earthquakes in Nepal and globe clearly indicated the risk level in different irregularities. It can also be seen that the major challenges in the seismic design of every structures because of excessive torsional responses and stress concentration at every corners of the buildings. The best example of the stress concentration is the re-entrant corner in the *L*-shaped, *T*-shaped and *U*-shaped buildings that causes heavy stress concentration due to changes in stiffness and torsional amplification. The stress concentration is the main reason for early failure of the structure [5]. The main irregularities in structures can be summarized as follows.

Mass irregularities. If there is the variation of more than 150% of mass between the adjacent story then it is considered as mass irregularity (see Figure 1). During the time of earthquake, high rise as well as small structures are generally subjected to failure due to the presence of several irregularities such as strength, mass, discontinuity in capacity and restrained corner [6]. Several building structures are damaged during Bhuj, Chili and Gorkha

earthquake are due to the mass irregularities. The higher amount of mass leads in the reduction of ductility of vertical load resisting elements and leads to the collapse of structures. The heavy mass on upper story leads the structure to the vulnerable condition than those at lower story level [7]. From the analytical study of different regular and irregular buildings, it is noticed that the type, magnitude and location of irregularities had strong influence on collapse capacity of the structures. The buildings having stiffness, setback and strength irregularity at the bottom storey has less collapse capacity [8]. The trend of variation of collapse capacity was observed to be reverse for regular buildings. For mass irregular buildings, the maximum impact on collapse response was observed for the case when mass irregularity was present at the top story [9]. The plan irregular building models showed less sensitivity to collapse response as compared to the vertical irregularities. This may be due to least sensitivity of seismic response to plan irregularity.

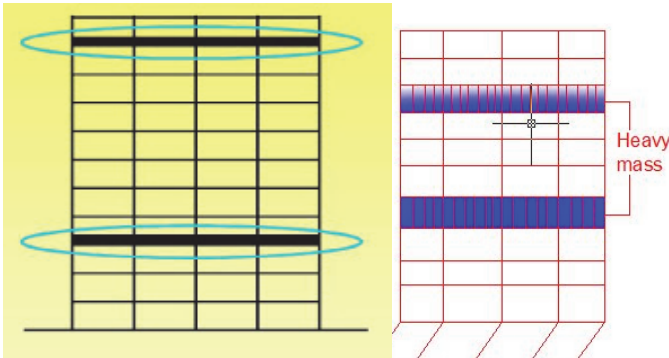


Figure 1. Representation of mass irregular structure

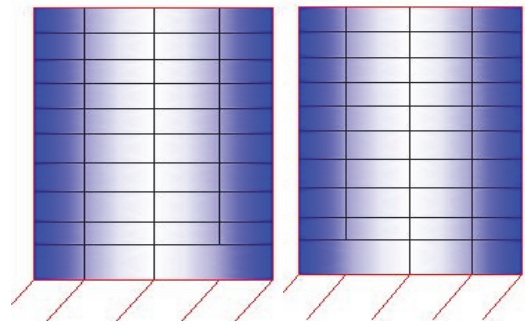


Figure 2. Representation of stiffness irregularity of the structure

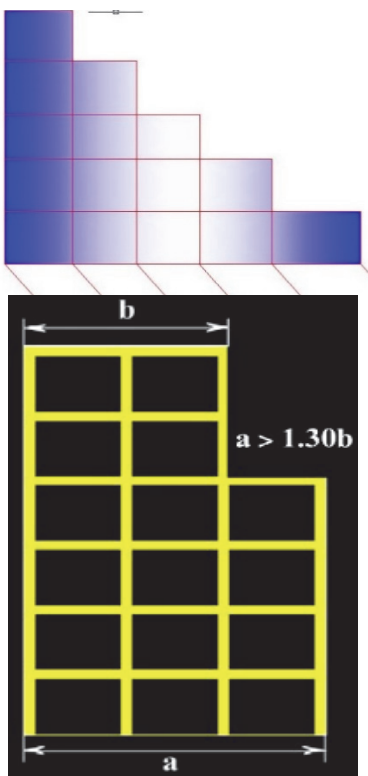


Figure 3. Representation of geometrical irregularity of the structure

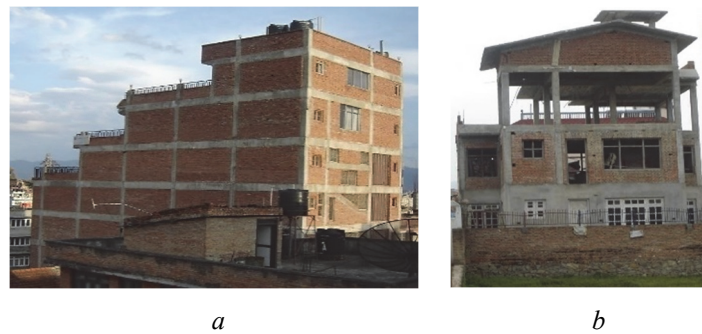


Figure 4. Representation of geometrical irregularity of the structures:
 a – top storey high weight; b – top storey fully infilled while lower storey is in bare frame

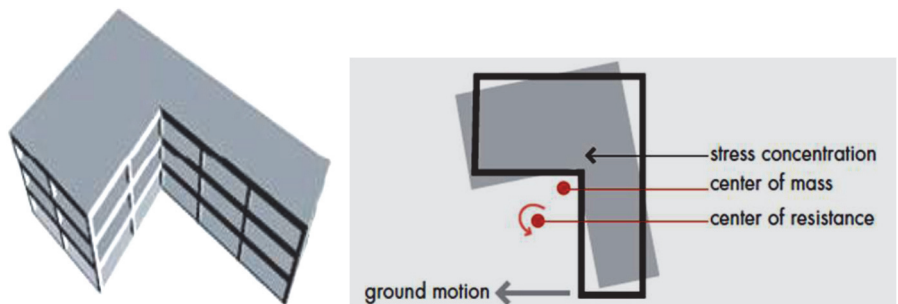


Figure 5. Condition of stress concentration in the structure

Stiffness irregularities. If the lateral stiffness is less than 70% of that in the storey above or less than 80% of the average stiffness up to 3 storey then it is said to be soft story [10]. During the earthquake in Chili, several number of buildings around the alto-Rio building were badly damaged but safe while the alto-Rio building got

completely collapsed due to vertical irregularities in the stiffness [11]. The performance of the structure also depends on the lateral shear stiffness or flexural stiffness. The lateral shear stiffness of the story can be found by using following relation. The representation of stiffness irregularity is shown in Figure 2.

$$K_i = \sum_{j=1}^{nc} \frac{12E_j I_j}{L_j^3} + \sum_{m=1}^{n_{\text{strut}}} \frac{A_m E_m}{L_m} \cos^2 \theta_m,$$

where nc – total number of continuum columns in the i -th story; n_{strut} – the total number of struts in i -th story; E_j – modulus of elasticity of materials; I_j – moment of inertia of the member; L_j – length of column; E_m – elastic modulus; A_m – axial area; L_m – length; θ_m – angle of inclination with respect to the horizontal axis of strut.

Geometrical irregularities. If the horizontal dimension of the lateral force-resisting system in any story varies by more than 130% of adjacent story in both the above and below level, then it is said to be vertical geometric irregularities [12]. This type of irregularity exists in elevation (Figure 3).

Horizontal irregularities. These types of irregularity exist if any element of the lateral load resisting system is not parallel to one of the orthogonal axes of the lateral load resisting system of the entire structure (Figures 4 and 5). Among different horizontal irregularities, torsional irregularity is one and can be removed by increasing column sizes by bracing and adding the shear wall [13].

Description of study buildings and modelling procedure

Description of the buildings. In this study, one regular and four irregulars RC moment resisting frame structure are taken for analysis. The detailed information of the studied building structures has been collected from the drawing by consultants, municipality drawing and a field survey of existing buildings in Pokhara Metropolitan City. The collected information helps to know the reason behind the construction of irregular structures, level of irregularity and the status of irregular building structures in the locality. The typical building model used in the study is the real model. For further analysis, the building models are modified to address the different irregularity types.

To extract more detailed structural information such as the size and detailing of RC elements (beam and column), inter-storey height by width, type of steel reinforcement and quality of concrete are the same to all study models. To study the influence of irregularity in performance of structures, all the building models are prepared and analyzed with a three-dimensional model. The material properties of the building are assumed to be same in all the buildings and throughout the height. Here, building models used in the analytical study are considered

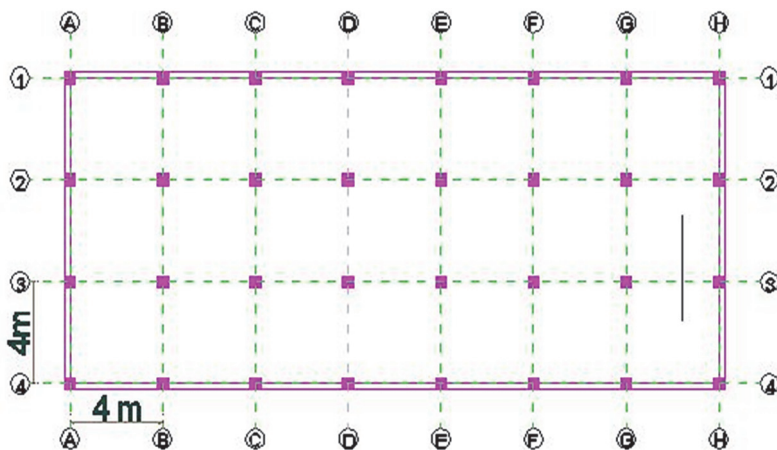


Figure 6. Plan of study building model

in X -direction is removed from each two story of the building respectively. In IRR3 building 3 bays in X -direction are removed from G+ three story of the buildings while in IRR4 type irregular buildings 4 bays in X -direction are removed from G+ four story of the buildings. The parameters used for design of regular and irregular building models is presented in Table 1.

have 7 bays 4 m width in X -direction and 3 bays of 4 m width in Y -direction with 3 m storey height. The bay width is kept 4 m on the basis of standard code in the region. The plan of the building model is presented in Figure 6.

For numerical analysis, non-linear static pushover and non-linear dynamic time history analysis are used. The regular building is kept regular throughout the seven story whereas some bays are removed in different story in case of irregular buildings. In IRR1 type irregular building one bays in X -direction is removed in each story of the buildings.

In IRR2 type irregular building two bays

Table 1

Parameters used for design of regular and irregular buildings models

Parameters	Details	Unit
No of storey	7	
Floor height	3	m
Thickness of infill wall	230	mm
Imposed load on roof	1	kN/m ²
Imposed load on regular floor	3	kN/m ²
Floor finish load	1	kN/m ²
Wall load	4.4	kN/m ²
Size of column	450×450	mm×mm
Size of beam	350×350	mm×mm
Slab thickness	150	mm
Grade of concrete, f_{ck}	20	MPa
Grade of steel	415	MPa
Specific weight of concrete	25	kN/m ³
Soil type	Medium	
Seismic zone	V	
Zone factor	0.36	
Importance factor, I	1	
Response reduction factor, R	5	
Poissons ratio	0.2	
Modulus of elasticity (infill), E_m	5310	MPa
Modulus of elasticity (concrete), E_c^*	25 000	MPa
Time history data	El Centro	
Damping ratio	5	%
Thickness of shear wall	250	mm
Angle of friction of soil	30	Degree
Specific weight of soil	18	kN/m ³

Note: * $E_c = 5000\sqrt{f_{ck}}$.

Numerical analysis method. The most accurate procedure for structure subjected to strong ground motion is the time-history analysis. The pushover analysis is less onerous than nonlinear dynamic analysis since it does not require the monitoring of cyclic inelastic response of structural member and it avoids the dependence on the input motion [10]. The necessity for faster method that would ensure a reliable structural assessment or design of structure subjected to seismic loading led to the pushover analysis [14].

A pushover analysis is performed by the subjecting a structure to a monotonically increasing until structure become unstable or predefined displacement reached. Under incrementally increasing loads various structural elements may yield sequentially. Consequently, at each event, the structure experiences a loss of stiffness. Pushover analysis generate static pushover curve which plots an applied lateral load against displacement. The value of the lateral force incrementally increases with the transition of structure in the nonlinear zone, plastic hinge is formed. When analyzing frame structure, material nonlinearity is assigned to discrete hinge location where plastic rotation occurs according to the [15–16], or other set of code-based or user defined criteria.

Numerical analysis based on the bare frame building modelling with three dimensional models (see Figures 7 and 8). Modelling of the structure is carried out by using SAP2000. Nonlinear behavior occurs within the frame elements at the location of plastic hinge [17]. The plastic hinges are the points on a structure where one expects cracking or yielding. The automatic, user defined and generated hinges can be created in structural analysis program [18]. Automatic hinge properties cannot be modified. User defined hinge properties can be viewed and modified based on the member cross section and reinforcement detailing. Only automatic and user defined hinge properties are assigned to a frame element. And once the automatic and user defined hinge are assigned program automatically create a generated hinge property for each hinge. Salihovic and Ademovic [19] interpreted the result by assigning auto hinge and user defined hinge with experimental data and concluded that auto hinge could not

simulate the exact nonlinear behavior of the structure. Hence, in this study nonlinear static analysis is carried out by using default and user-defined plastic hinge properties.

On the beam section, the moment curvature relation established which gives ultimate moment, yield moment, ultimate curvature and yield curvature and the values were normalized with respect to yield moment and yield curvature, the plastic hinge length is taken as half of the depth of beam [16]. All the analysis is performed based on displacement-controlled procedure. The procedure for nonlinear analysis in this study is summarized as:

- application of 10% static lateral load induced due to earthquake at the CG of the building;
- developing ($M-\theta$) relationship for critical region of beam and column;
- select control point to see the displacement;
- apply full gravity load as a nonlinear static load pattern and gradually increasing lateral load, until the targeted displacement reached;
- developing hinge formation sequences and the base shear vs roof displacement (pushover curve) table.

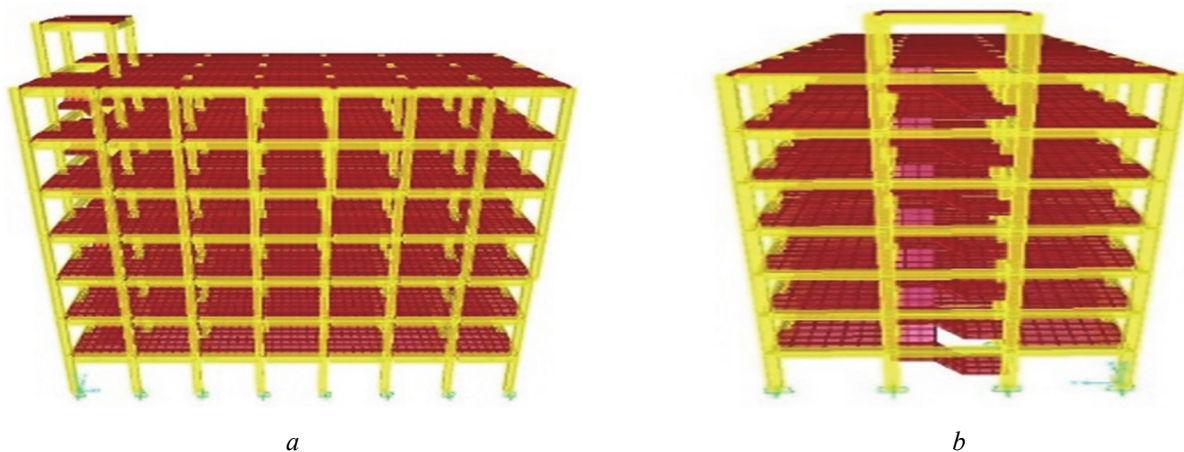


Figure 7. REG model with front elevation (a) and side elevation (b)

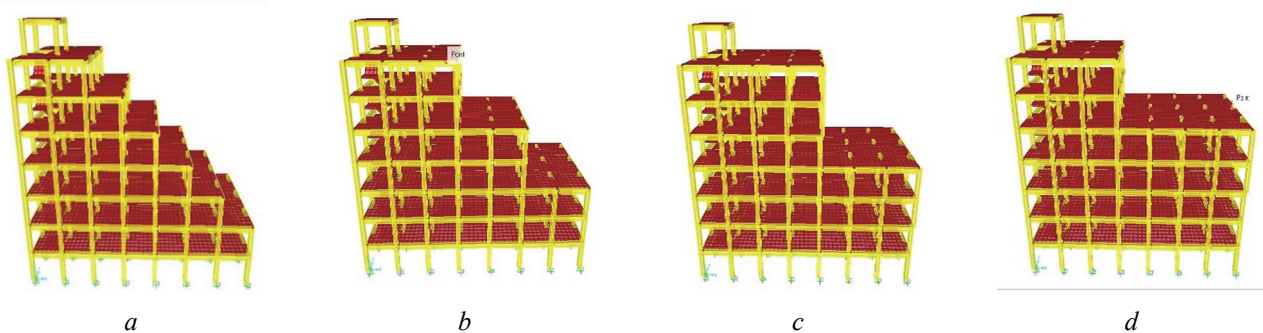


Figure 8. Irregularities in the buildings: a – IRR1 model (upto 2nd floor); b – IRR2 model (upto 3rd floor); c – IRR3 model (upto 4th floor); d – IRR4 model (upto 5th floor)

Analysis and interpretation of results

Pushover curves. From the pushover analysis, it is noticed that the regular buildings have immediate occupancy level before the performance point whereas irregular buildings reached life safety level before the performance point. In regular buildings, plastic hinges are evenly distributed from bottom to top storey level whereas in irregular buildings plastic hinges are formed in some of the beam only in the same storey level reaching the plastic limit earlier. The column of irregular buildings reached life safety and collapse prevention earlier than the regular buildings. From the pushover curve, it is clearly seen that irregular buildings have slightly higher base shear capacity.

From the hinge formation patterns, it is noticed that in regular building the life safety hinge are formed from bottom to top in regular status where as in IRR1 and IRR2 building the column of G+3 story get life safety hinge first. And at the time when G+3 story column gets life safety hinge the G+1 and G+2 story is in only immediate occupancy.

The results have shown that among the studied building types, regular buildings seem to have more capacity than any other stepped buildings. Regular buildings have higher stiffness compared to the buildings with floating columns. Irrespective of mass irregular building both of them have almost same capacity and have slightly less capacity than the regular buildings (see Figure 9).

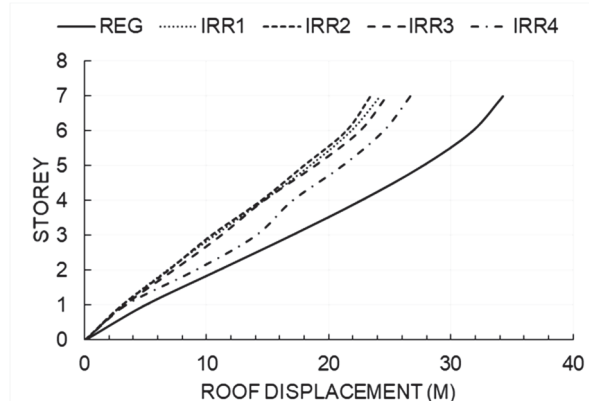
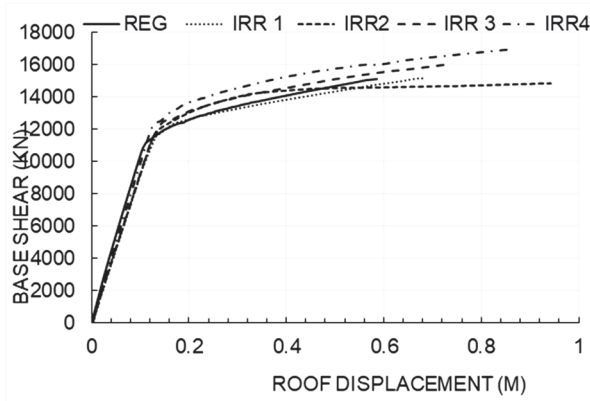


Figure 9. Comparison of base shear versus displacement of different regular and irregular buildings

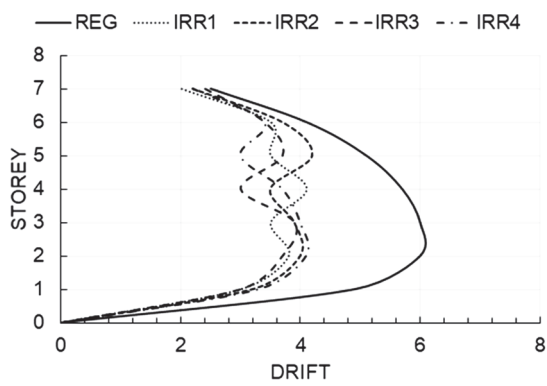


Figure 11. Storey versus story drift in push X

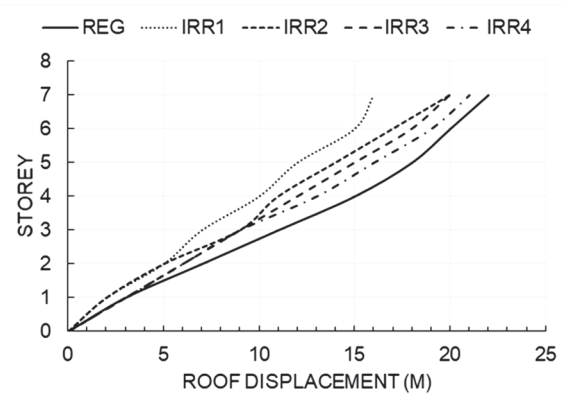


Figure 10. Comparison of storey displacement, mm, of regular and geometric irregular buildings both in X- (a) and Y-direction (b) of loading

Displacements due to pushover analysis. From Figure 10, it is seen that the maximum displacement of the 7th storey regular building have more than that of the other irregular buildings. It is because there is more amount of mass upto top level in regular buildings compared to other irregular buildings. The same reason is behind the maximum top displacement in building model IRR3 and IRR4. These results justify that as the irregularity percentage increases in maximum displacement will decrease. However, due to torsional effects, the building model IRR1 has more displacement than IRR2 building model.

Comparison of story and story drift of structures. The story drift at the location of the steps building is changing abruptly as shown in figure in comparison to the regular buildings. The change in story drift is mainly noticed in the location of change of steps. The maximum story drift of irregular stepped buildings is seen less in comparison to the maximum story drift in regular building as indicated in Figure 11.

Time history analysis. The earthquake ground motion are important for dynamic analyses of the structures. Though, many earthquakes have been reported in the history of Nepal, no accelerations have been recorded. Due to the lack of actual time history data in Nepal, the dynamic time history analysis was performed with El Centro time history data (Figure 12). The analysis is good to represent the realistic behavior of structure [20].

From non-linear time history analysis as indicated in Figure 13, it is observed that the maximum top displacement of the regular building is 126.6 mm. The one step irregular buildings (IRR1) have displacement of 89.52 mm at the top while IRR2 have 94 mm and IRR3 have 95.98 mm at the top respectively. It is seen that

maximum displacement of roof level in seventh story regular building than that of others irregular buildings. While comparing the result between the pushover and non-linear time history analysis the value of displacement of roof of the building given by non-linear time history is high compared to pushover analysis but the pattern of displacement of both the regular and geometric irregular building is same that is REG building had more displacement followed by IRR4, IRR3, and so on.

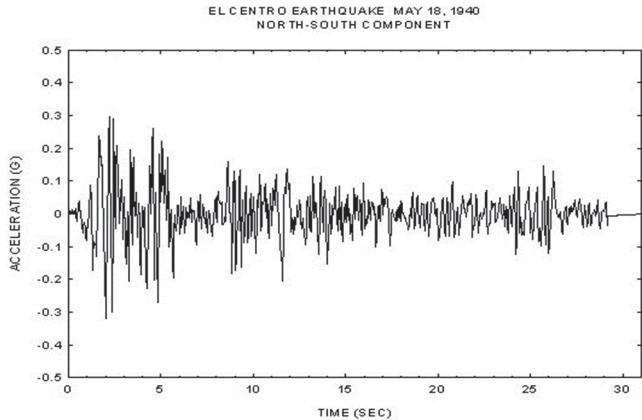


Figure 12. Earthquake time history data for El Centro earthquake

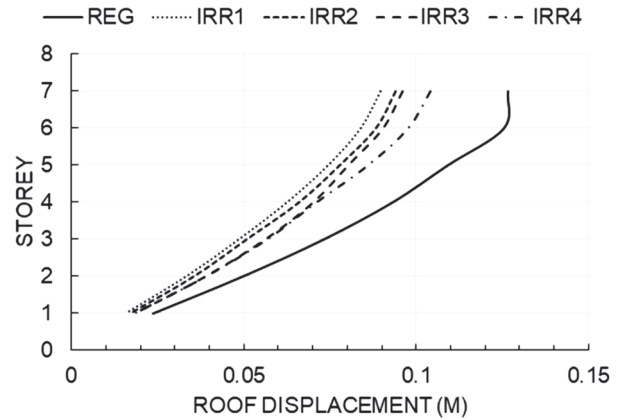


Figure 13. Story versus displacement curve from non-linear time history analysis

Comparison of moment of regular and geometric irregular buildings. The moment of regular and geometric irregular buildings is compared at the section of D–D. Here D11, D32, D42 likely D represents the value of moment at section D–D second place numerical value represents the place of moment taken as per plan of the buildings and third place numerical value represents story levels. Here the negative value represents that irregular buildings have more moment than regular buildings in percentages.

While comparing moment of regular and irregular buildings at section D–D, the moment of regular buildings is greater than IRR1 buildings upto the 2 story and slightly greater at 3 story level. But after the 3 storey level the moment of IRR1 buildings is greater than (52%) regular buildings. This is because the IRR1 building also have some configuration at bottom at two story but after bottom two story one bay is removed from each story creating geometrical irregularity. Hence, the moment is increased due to torsion in IRR 1 buildings through the mass is decreasing.

Similarly, to above result of IRR1 building, IRR2 building also have less moment than regular building (upto 13%) at lower story but at G+2 story level there is two bays removed creating geometrical irregularity. And after this story level moment of IRR2 building is greater than (upto 30%) regular building due to torsion induced in the IRR2 buildings through there is the reduction of the mass by the removal of the bay from upper story of buildings (Figures 14–17).

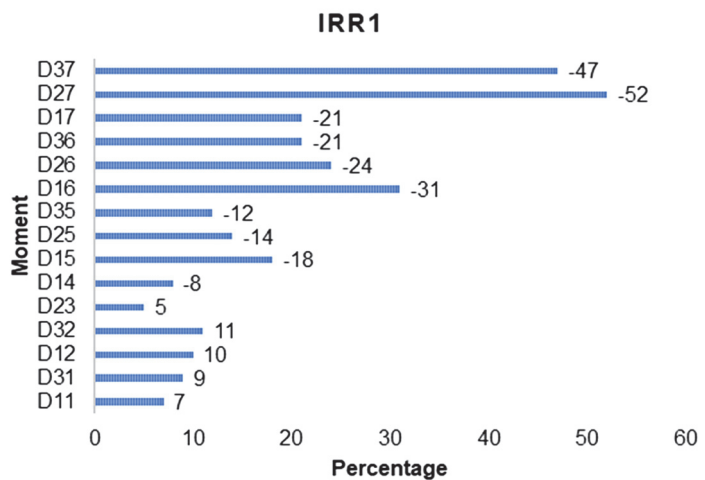
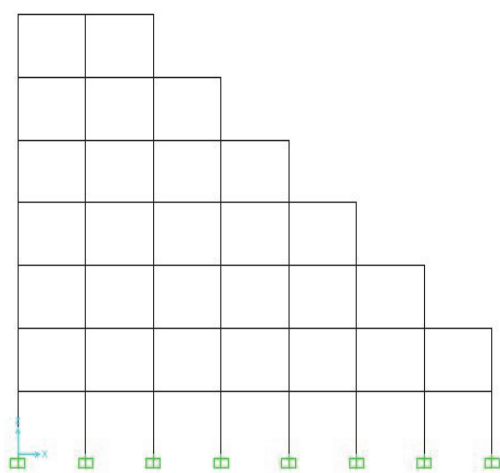


Figure 14. Plan and percentage increased or decreased of moment IRR1 with respect to regular buildings

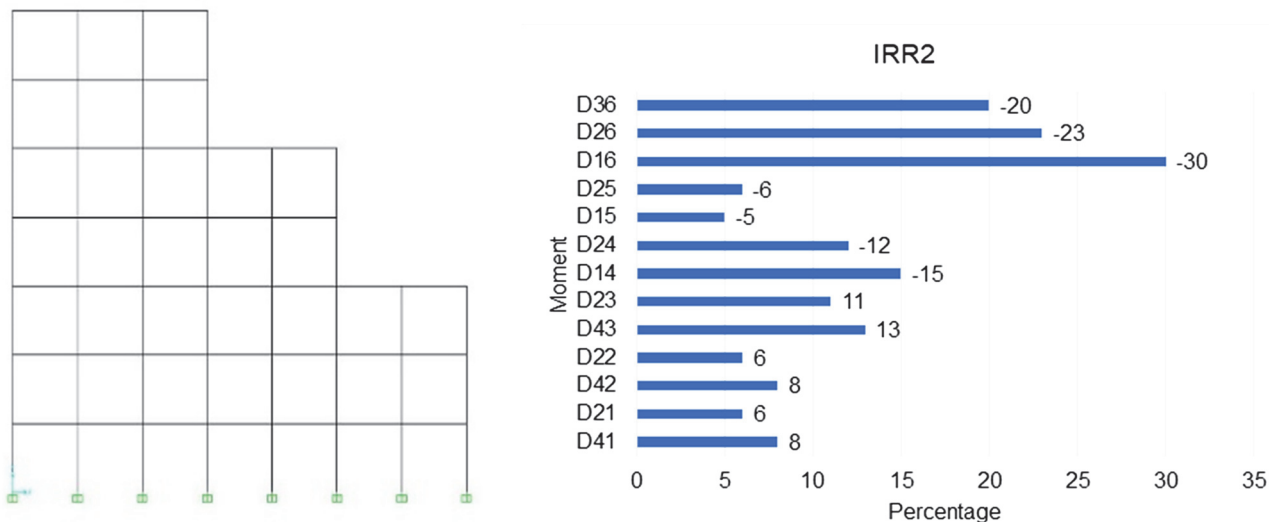


Figure 15. Plan and percentage increased or decreased of moment IRR2 with respect to regular buildings

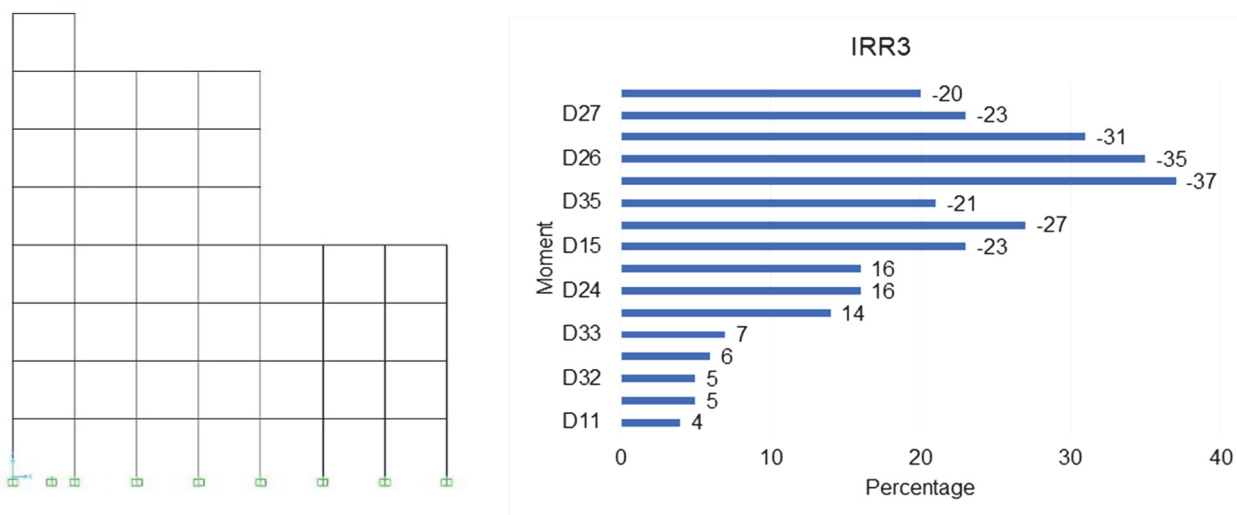


Figure 16. Plan and percentage increased or decreased of moment IRR3 with respect to regular buildings

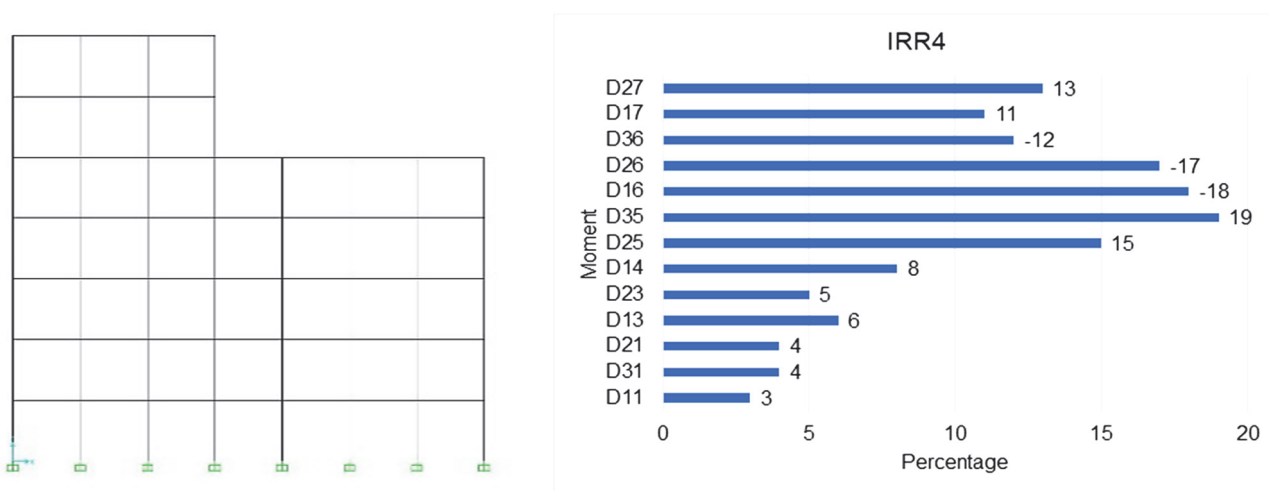


Figure 17. Plan and percentage increased or decreased of moment IRR4 with respect to regular buildings

Torsion effect on irregular building structures. Torsion is the twisting or wrenching of a structure by the exertion of forces tending to turn one end or part about a longitudinal axis while the other is held or turned in the opposite direction [21]. Torsion factor = Deflection U_{\max} / (Deflection $U1_{\max}$ + Deflection $U2_{\max}$). The torsional factor of studied building models is presented in Table 2.

Table 2

Torsion factor of studied building structures					
Storey	REG	IRR1	IRR2	IRR3	IRR4
7	0.559	0.669	0.519	0.575	0.531
6	0.558	0.564	0.524	0.572	0.526
5	0.557	0.683	0.714	0.565	0.776
4	0.554	0.765	0.732	0.748	0.785
3	0.552	0.826	0.820	0.756	0.790
2	0.552	0.871	0.826	0.757	0.794
1	0.553	0.874	0.829	0.758	0.796

From the Table 2, it is observed that regular building has almost same torsion factor from top to bottom whereas there is variation in other irregular buildings. It is noticed that there is 0.66 value at the seventh story and it increases to 0.87 at bottom story. Similarly, it follows same pattern in other three geometric irregular buildings.

Conclusions

This research explores the common structural irregularities and its effects on RC building response. To achieve the objectives irregularities were created by removing the bay in the building in different floors. The columns in the different section of the building structures were also removed for creating the irregularities in the study. The main outcomes of this study can be highlighted as:

- the non-linear time history analysis gives more roof displacement values of the same structures than the non-linear static pushover analysis;
- the column of irregular buildings reached life safety and collapse prevention earlier than the regular buildings. It reflects the good construction practices in beam column joints;
- the regular buildings have the higher roof displacement values as compared to the irregular ones. It is due to the effect of irregularity in the structures;
- the moment distribution of both regular and irregular building is more at bottom storey while in upper storey irregular buildings have more torsional effect and resulting higher moment than the regular one.

References

1. Kamal S., Jose D.C.J. Study of vertical irregularity in multi-storey building frames under seismic forces. *International Journal of Current Engineering and Science Research*. 2016;3(12):35–41.
2. Naveen E.S., Abraham N.M., Kumari S.D.A. Analysis of irregular structures under earthquake loads. *Procedia Structural Integrity*. 2019;14:806–819.
3. Kostinakis K., Athanatopoulou A. Effect of in-plan irregularities caused by masonry infills on the seismic behavior of RC buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2020;129:105598. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.012>
4. Varadharajan S., Sehgal V.K., Saini B. Review of different structural irregularities in buildings. *Journal of Structural Engineering*. 2012;39(5):538–563.
5. Raheem S.E.A., Ahmed M.M.M., Ahmed M.M., Abdel-shafy A.G.A. Evaluation of plan configuration irregularity effects on seismic response demands of L-shaped MRF buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2018; 16: 3845–3869. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0319-7>
6. Khan P.I., Dhamge N.R. Seismic analysis of multistoried RCC building due to mass irregularity. *International Journal of Engineering Development and Research*. 2016;4(3):214–221.
7. Nagod S., Zende A.J. Seismic analysis of multi-storeyed RC building due to mass irregularity by time history analysis. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*. 2017;4(8).

8. Chaulagain H. Common structural deficiencies of RC buildings in Nepal. *BSMC Journal of Local Development*. 2016;1(1):130–141.
9. Darashan D., Shruthi H.K. Study on mass irregularity of high-rise buildings. *International Research Journal of Engineering and Technology*. 2016;3(8):1123–1130.
10. Dya A.F.C., Oretaa A.W.C. Seismic vulnerability assessment of soft story irregular buildings using pushover analysis. *Procedia Engineering*. 2015;125:925–932. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.11.103>
11. Rahman S., Salik A. Seismic analysis of vertically irregular buildings. *Current Science*. 2016;111(10):1658–1663
12. Amiri M., Yakhchalian M. Performance of Intensity Measures for Seismic Collapse Assessment of Structures with Vertical Mass Irregularity. *Structures*. 2020;24:728–741. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.01.038>
13. Suravase MS., Pawar PM. Effect of geometrical plan irregularities on RCC multi-storey framed structure. *International Journal of Engineering Trends and Technology (IJETT)*. 2017;47(5):314–317.
14. Chaulagain H., Rodrigues H., Spacone E., Guragain R., Mallik R.K., Varum H. Response reduction factor of irregular RC buildings in Kathmandu Valley. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 2014;13(3):455–470. <https://doi.org/10.1007/s11803-014-0255-8>
15. FEMA 356. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency; 1997.
16. ATC 40. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building*. Redwood City, California: Applied Technical Council, California Seismic Safety Commission; 1996.
17. Nahavandi H. *Pushover Analysis of Retrofitted Reinforced Concrete Building*. M.Sc. Project Reports. Portland State University; 2015.
18. SAP 2000 V-20. *Integrated Finite Element Analysis and Design of Structure Basic Analysis*. Reference Manual. Berkeley, CA: Computers and Structure Inc.; 2009.
19. Salihovic A., Ademovic N. Nonlinear analysis of reinforced concrete frame under lateral load. *Coupled System Mechanics*. 2017;6(4):523–537. <https://doi.org/10.12989/csm.2017.6.4.523>
20. King M.E., Layne P.A. Dynamics of nonlinear cyclic systems with structural irregularity. *Nonlinear Dynamics*. 1998;15:225–244. <https://doi.org/10.1023/A:1008291628528>
21. Cai J., Pan D. New structural irregularity assessing index for seismic torsional vibration. *Advances in Structural Engineering*. 2007;10(1):73–82. <https://doi.org/10.1260/136943307780150887>

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ
EXPERIMENTAL RESEARCHESDOI 10.22363/1815-5235-2021-17-1-74-81
UDC 666.973.2

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Ductility and flexure of lightweight expanded clay basalt fiber reinforced concrete slab

Vera V. Galishnikova¹, Alireza Heidari², Paschal C. Chiadighikaobi^{3*},
Adegoke Adedapo Muritala⁴, Dafe Aniekan Emiri⁵¹Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation²McGill University, 845 Sherbrooke St West, Montréal (Québec), H3A 0G4, Canada³Pacherozi Engineering and Materials Nigeria Ltd, 14 Chief Andy Obidike Lane, Off Udeagbala Road, Ayaba Umueze, Osisioma, Abia State, Federal Republic of Nigeria⁴Morgan State University, 1700 East Cold Spring Lane, Baltimore, Maryland, 21251, United States of America⁵Cross River University of Technology, P.M.B 1123, Calabar, Cross River State, Federal Republic of Nigeria
passydking2@mail.ru

Article history

Received: October 22, 2020

Revised: December 14, 2020

Accepted: January 16, 2021

For citation

Galishnikova V.V., Heidari A., Chiadighikaobi P.C., Muritala A.A., Emiri D.A. Ductility and flexure of lightweight expanded clay basalt fiber reinforced concrete slab. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(1): 74–81. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-74-81>

Abstract. Relevance. The load on a reinforced concrete slab with high strength lightweight aggregate concrete leads to increased brittleness and contributes to large deflection or flexure of slabs. The addition of fibers to the concrete mix can improve its mechanical properties including flexure, deformation, toughness, ductility, and cracks. *The aims of this work* are to investigate the flexure and ductility of lightweight expanded clay concrete slabs reinforced with basalt fiber polymers, and to check the effects of basalt fiber mesh on the ductility and flexure. *Methods.* The ductility and flexural/deflection tests were done on nine engineered cementitious composite (expanded clay concrete) slabs with dimensions length 1500 mm, width 500 mm, thickness 65 mm. These nine slabs are divided in three reinforcement methods types: three lightweight expanded clay concrete slab reinforced with basalt rebars $\varnothing 10$ mm (first slab type); three lightweight expanded clay concrete slab reinforced with basalt rebars $\varnothing 10$ mm plus dispersed chopped basalt fiber plus basalt fiber polymer (mesh) of cells 25×25 mm (second slab type); three lightweight expanded clay concrete slab reinforced with basalt rebars $\varnothing 10$ mm plus dispersed basalt fiber of length 20 mm, diameter $15 \mu\text{m}$ (third slab type). *The results* obtained showed physical deflection of the three types of slab with cracks. The maximum flexural load for first slab type is 16.2 KN with 8,075 mm deflection, second slab type is 24.7 KN with 17,26 mm deflection and third slab type 3 is 32 KN with 15,29 mm deflection. The ductility of the concrete slab improved with the addition of dispersed chopped basalt fiber and basalt mesh.

Keywords: ductility, flexure, lightweight expanded clay, deformation, basalt fiber, reinforced concrete, lightweight aggregate

Vera V. Galishnikova, Vice-Rector of National Research Moscow State University of Civil Engineering, Doctor of Technical Sciences, Professor; ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-2493-7255>, Scopus ID: 55303553900, eLIBRARY SPIN-code: 2765-7069.

Alireza Heidari, research associate of the Department of Mechanical Engineering, Ph.D.; ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-1946-461X>, Scopus ID: 57200946148.

Paschal C. Chiadighikaobi, engineer of the Department of Civil Engineering, Ph.D.; ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-4699-8166>, Scopus ID: 57212346689.

Adegoke Adedapo Muritala, researcher of the Department of Civil Engineering, Ph.D.

Dafe Aniekan Emiri, researcher, lecturer of the Department of Civil Engineering, M.Sc.; ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-1556-3191>, Scopus ID: 57212376794.

© Galishnikova V.V., Heidari A., Chiadighikaobi P.C., Muritala A.A., Emiri D.A., 2021

This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Пластичность и изгиб облегченной керамзитобетонной плиты, армированной базальтовым волокном

В.В. Галишникова¹, А. Хейдари², П.Ч. Чиадигхикаоби^{3*}, А.А. Муритала⁴, Д.А. Емири⁵

¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26

²Университет Макгилла, Канада, Н3А 0Г4, Монреаль (Квебек), Западная улица Шербрук, д. 845

³Racherozi Engineering and Materials Nigeria Ltd, Федеративная Республика Нигерия, штат Абия, Осисиома, Аяба Умуезе, Чиф Энди Обидике-Лейн у Удеагбала-Роуд, д. 14

⁴Государственный университет Моргана, Соединенные Штаты Америки, Мэриленд, Балтимор, Ист Колд Спринг-Лейн, д. 1700

⁵Технологический университет Кросс-Ривер, Федеративная Республика Нигерия, Кросс-Ривер, Калабар, п/я 1123

*passydking2@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 22 октября 2020 г.

Доработана: 14 декабря 2020 г.

Принята к публикации: 15 января 2021 г.

Аннотация. Актуальность. Нагрузка на армированную бетонную плиту с высокопрочным легким заполнителем приводит к повышенной хрупкости и способствует увеличению прогиба или изгиба плиты. Добавление волокон в бетонную смесь может улучшить ее механические свойства, включая изгиб, деформацию, вязкость, пластичность и трещиностойкость. Цель работы – исследовать изгиб и пластичность легких керамзитобетонных плит, армированных базальтоволкнистыми полимерами, и влияние базальтоволкнистой сетки на пластичность и изгиб. Методы. Испытания на пластичность и изгиб/прогиб проводились на девяти изготовленных цементно-композитных (керамзитобетонных) плитах длиной 1500 мм, шириной 500 мм, толщиной 65 мм, разделенных на три типа по методу армирования: три легкие керамзитобетонные плиты, армированные базальтовыми стержнями Ø10 мм (первый тип); три легкие керамзитобетонные плиты, армированные базальтовыми стержнями Ø10 мм с добавлением дисперсного рубленого базальтового волокна с базальтовым волкнистым полимером (сеткой) с ячейкой 25×25 мм (второй тип); три легкие керамзитобетонные плиты, армированные базальтовыми стержнями 10 мм с дисперсным базальтовым волокном длиной 20 мм, диаметром 15 мкм (третий тип). Полученные результаты показали физический прогиб трех типов плит с образованием трещин. Максимальная изгибная нагрузка для первого типа плиты составляет 16,2 кН с прогибом 8,075 мм, второго типа – 24,7 кН с прогибом 17,26 мм и третьего типа – 32 кН с прогибом 15,29 мм. Пластичность бетонной плиты улучшается с добавлением дисперсного измельченного базальтового волокна и базальтовой сетки.

Ключевые слова: пластичность, изгиб, легкая деформационная, деформация, базальтовое волокно, армированный бетон, легкий агрегат

Для цитирования

Galishnikova V.V., Heidari A., Chiadighikaobi P.C., Muritala A.A., Emiri D.A. Ductility and flexure of lightweight expanded clay basalt fiber reinforced concrete slab // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 1. С. 74–81. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-74-81>

Introduction

Reinforced concrete structures experience degradation due to environmental factors, construction errors, aging, and increased loads caused by changes in usage [1]. These deteriorated structures can recover their load-bearing capacity through strengthening [2; 3]. Strengthening methods are largely divided into enlargement of the concrete section, externally bonded reinforcement (EBR), and near-surface mounted reinforcement (NSMR) [4]. Particularly, the EBR method is easy to apply because reinforcing materials such as steel plate and fiber are adhered to the concrete surface by an epoxy resin and also exhibit excellent strengthening effect [5].

Continuous basalt fibers (BF) having a diameter of 10–20 micrometer are produced from melted basalt stones through an extrusion process, similar to the manufacturing process of glass fibers [6]. However, the basalt fibers production process is more economical and environmentally friendly compared with glass fibers [6; 7].

Галишникова Вера Владимировна, проректор Национального исследовательского Московского государственного строительного университета, доктор технических наук, профессор; ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-2493-7255>, Scopus ID: 55303553900, eLIBRARY SPIN-код: 2765-7069. Хейдари Алиреза, научный сотрудник департамента машиностроения, кандидат технических наук, доцент; ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-1946-461X>, Scopus ID: 57200946148.

Чиадигхикаоби Паскал Чимеремезе, инженер департамента строительства Инженерной академии, кандидат технических наук, доцент; ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-4699-8166>, Scopus ID: 57212346689.

Муритала Адегоке Адедапо, исследователь департамента строительства, кандидат технических наук, доцент.

Емири Дафе Аниекан, исследователь, преподаватель департамента строительства, магистр технических наук; ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-1556-3191>, Scopus ID: 57212376794.

The reason is that the only input of basalt fiber production line is the natural basalt stones and also it uses less energy [6; 7]. The basalt fiber behaves elastically until the failure point at the plastic zone [6]. Similar behaviour was also observed in basalt fiber reinforced polymer (BFRP) materials [8]. In the literature, there are contradictory opinions regarding the durability of basalt fiber [9]. The most prominent concern in flexural members reinforced with BFRP is their brittle behavior. BFRP bars do not yield; therefore, they have a linear elastic behavior until failure [10–23]. This could result in sudden failure without warning; this situation is undesirable to designers.

The American standards and design code for fiber-reinforced polymer (FRP) as longitudinal reinforcement, ACI 440-1R-06 [24], allows two modes of flexural failure to be used in the design of FRP-reinforced concrete members [25]. The first failure mode is controlled by FRP rupture. This mode of failure is like the tension-controlled failure which is adopted by the ACI-318 code for steel reinforcement. Since FRP bars have no yielding point, the signs before failure are limited and the member experiences a sudden and catastrophic failure. The second failure mode is controlled by concrete crushing (compression-controlled). According to ACI 440-1R06, to design a section that can fail by FRP rupture, the FRP reinforcement ratio should be less than the FRP balanced reinforcement ratio ($\rho_f < \rho_{fb}$). In contrast, concrete crushing failure can be accomplished by using an FRP reinforcement ratio that is greater than the FRP balanced reinforcement ratio ($\rho_f > \rho_{fb}$) [25].

Researchers have performed many investigations that aim to develop a suitable solution to improve the ductility of the concrete members reinforced with FRP. Since FRP bars have no yielding strain and since it is preferable that concrete crushing occurs before the FRP bars rupture, the challenge is to improve the compressive strain properties of concrete in order to postpone concrete crushing and allow FRP bars to contribute more to the load-carrying capacity [11; 15; 19; 21; 26]. Incorporating randomly distributed microfibers into the concrete mix is one solution to overcome the problems of ductility and deformability of FRP-reinforced concrete members. Although concrete is a brittle material, studies have shown that the compression-controlled failure mode exhibits more plasticity than the tension controlled one. Since compressive concrete properties can be enhanced, compression-controlled failure is recommended as it provides a more advanced warning before failure. Studies had proven that the effect of the fibers on concrete properties depends on the length and dosage of the fibers in the concrete mix [27–30]. In addition, studies have shown that the optimum dosage of basalt fibers to allow the best mechanical properties to be achieved ranges between 0.3–0.8% of the total volume of the concrete mix [28; 30; 31]. In this study, chopped basalt fibers of 12 and 24 mm length and a volume fraction of 0.75% of the total volume of the mix are used. Generally, adding fibers to the concrete mix can improve its mechanical properties including flexure, deformation, toughness, ductility, and load-carrying capacity after cracking [30]. Bridging the micro and macro-cracks in the structural member is the main function of the short and long fibers. Consequently, the post-cracking behavior of FRP-reinforced concrete members is improved [28].

The high strength of lightweight aggregate concrete leads to increased brittleness, therefore fiber reinforcement should be considered for improving strength and ductility. Analyzing from the reviews detailed in this paper, lightweight aggregate concrete and the usual gravel coarse aggregate can increase their ductility when reinforced with basalt fiber. The volume of the fiber in the concrete mix affects ductility growth. From 0.5% fiber increment in the concrete, a significant increase in the ductility of the concrete is seen. Adding lightweight aggregates to the concrete mix decreases the ductility of the concrete and at the same time increases the brittleness of the material. The shear and flexural definition of ductility index μ consists of the ratio of the area of the load-deflection response. Shear ductility should only be measured on shear deformation [32]. The fiber volume fraction of 1.5% or higher achieves strain hardening faster than lower fiber volume fractions. By the addition of 10–20% fly ash and silica fume cement substitutes, the ductility and flexural strength of lightweight fiber-reinforced concrete is improved. This yields an increment of 50–150% flexural displacement (ductility) at ultimate load [33]. For lightweight aggregate fiber-reinforced concrete, ductility results from enforced crack resistance due to the fiber bridging concrete layers [34]. It can be concluded that adding fibers into the lightweight concrete mixtures increases the compressive strength of the concrete by 20%, tensile strength by 80%, and flexural strength by 90% [35]. In multi-story buildings, the dead load is decreased by using structural lightweight concrete [27; 36; 37]. A comprehensive analysis of ductility of basalt fiber reinforced concrete, to focus on lightweight expanded clay is illustrated in the review paper [38].

The flexural strength and ductility of concrete slabs are highly necessary for structures. As a result of the load which affects the deflection or flexure of slabs, it becomes a problem that needs to be solved. Generally, adding fibers to the concrete mix can improve its mechanical properties including flexure, deformation, toughness, ductility, and load-carrying capacity after cracking but little experiments have been done on the flexure and ductility of lightweight expanded clay concrete slabs reinforced with basalt fiber polymers. The effects of basalt fiber mesh on ductility and flexure will be checked in this research work.

Research methodology

Materials. The experimental study of concrete is carried out per CIS Interstate Standard GOST 10180-2012 [39]. The materials for the lightweight concrete (LWC) mix and the production of the concrete for this study are listed below for better illustration.

1. LECA of 5–8 mm fraction as coarse aggregate was used at 200 kg/m^3 .

An expanded clay aggregate is a lightweight aggregate from clay. The LECA is known for its properties like lightweight, insulating, strong, non-combustible and fire-resistant, extremely stable and durable, natural material for sustainable construction, versatility, and high drainage capacity [40; 41].

2. Quartz sand of 0.6–1.2 mm fraction as fine aggregate with fineness modulus of $2.7 = 585 \text{ kg/m}^3$.

3. Mineral filler Silverbond Quartz flour of $50 \mu\text{m}$ 100 kg/m^3 as mineral filler.

Quartz differs from other mineral fillers in hardness, abrasion and chemical resistance, anti-corrosion, and low coefficient of thermal expansion. Quartz is a chemically stable mineral, it is soluble only in hydrofluoric acid. With a low oil absorption and a small surface area of the particles, the use of quartz flour makes it possible to achieve a system with a high degree of filling.

4. Binder Holcim Portland cement M500 at 500 kg/m^3 .

The characteristics of Holcim Portland cement M500 D20 CEM II 42.5 N: M – brand, 500 is a figure showing the average compressive strength for 28 days in kg/cm^2 , D – additives, 20 – allowable number of additives in % (up to 20%), CEM II – cement containing additives, and the content of additives is 6–20%, 42.5 – class compressive strength for 28 days, must be at least this value, N – normal hardening.

5. Organic mineral-based additives: silica fume at 62.5 kg/m^3 , and fly ash at 62.5 kg/m^3 .

6. Super plasticizing and water-reducing additive Sika Plast concrete at 8 l/m^3 .

7. Tap water at room temperature at $= 255 \text{ l/m}^3$. Generally, water that is suitable for drinking is satisfactory for use in concrete.

For concrete reinforcement, the following materials are needed:

8. Chopped basalt fiber with a length of 20 mm and diameter 15 micrometers.

9. Basalt rebar of diameter 10 mm for concrete reinforcement.

10. Basalt fiber mesh for slab reinforcement.

Cell parameters: $25 \times 25 \text{ mm}$.

The diameter of the fiber tendons for the cell parameters is 1.5 mm

The 1.6% basalt fiber is used. The 1.6% chopped basalt fiber is used for this research experiment was derived from the series of experiments done the research work of [42].

Research description. The ductility and flexural/deflection tests were done on nine engineered cementitious composite (ECC) slabs. These nine slabs are divided into three reinforcement methods which are stated below. The dimensions of the ECC slabs are: length – 1500 mm, width – 500 mm, thickness – 65 mm.

The basalt rebars are placed in longitudinal and transverse directions. The concrete mix was done in an electric mixer and poured into a wooden slab mold. The steps taking according to CIS Interstate Standard GOST 10180-2012 [39]. From the concrete mix, three sets of ECC slabs were molded. The ECC slabs in molds were covered with polyethylene and kept at room temperature ($20 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$) and relative air humidity ($95 \pm 5\%$). The slabs were removed from the wooden molds within the 74th and 76th hour after pouring in the molds, then placed in a curing bath at room temperature. On the 28th day after molding, the concrete slabs were tested for deflections, ductility, and cracks.

To generate a compression zone on the top side of the slab, two symmetric point loads are applied to form the four-point bending test (Figure 1). To determine the deflection, an electronic strain gauge was used. The pointer (gauge) is placed under the concrete beam at an angle of 45° . The measured deflection is multiplied by $\cos 45^\circ$, to derive the corrected deflection. The diameter for each basalt rebar is 10 mm.

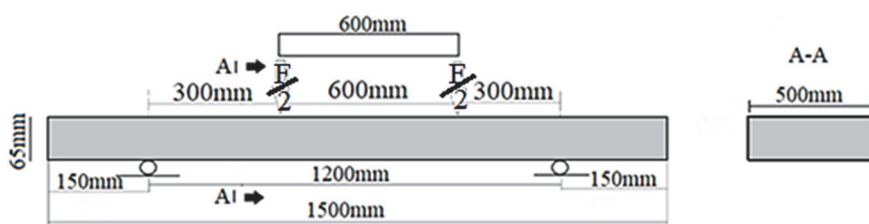


Figure 1. ECC slab prototype and dimensions

The ECC slabs and their reinforcements are as follows:

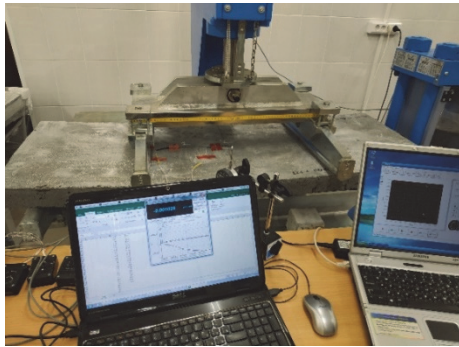
- 1) three lightweight ECC slab reinforced with basalt rebars $\varnothing 10$ mm (first slab type);
- 2) three lightweight ECC slab reinforced with basalt rebars $\varnothing 10$ mm with dispersed chopped basalt fiber and basalt fiber polymer (mesh) of cells 25×25 mm (second slab type);
- 3) three lightweight ECC slab reinforced with basalt rebars $\varnothing 10$ mm with dispersed BF of length 20 mm, diameter 15 μm (third slab type).

Results and discussion

Cracks and deflection of basalt fiber reinforced ECC. First slab type shows more cracks if compared with second and third slab types. Confirming the influence of chopped basalt fiber in ECC, Figure 2, *b* shows the crack locations under the ECC slab. During the loading of first slab type, cracks appeared earlier and the deflection growth percentage was faster. The deflection width of slab type 1 is shown in Figure 2, *a*. Second slab type showed lesser cracks (Figure 3, *b*) than slab type one but more compared to third slab type. This is attributed to the addition of dispersed chopped basalt fiber in the ECC mix. The deflection growth in second slab type was slower than in first slab type and the deflection width of third slab type is shown in Figure 3, *a*. Comparing the crack appearance and deflection in third slab type with first and second slab types, it is seen in Figure 4, *b* the cracks appearance of third slab type where third slab type proves that inclusion of dispersed chopped basalt fiber in ECC slab and reinforcement of the tension zone of the ECC slab (under the slab) with basalt fiber mesh enhanced crack resistance the slab.

The physical deflection of the three sets of slabs are shown in Figures 2, *a*, 3, *a*, 4, *a* while Figures 2, *b*, 3 *b*, and 4, *b* show the physical view of the cracks. From Figure 5, the maximum flexural load for first slab type is 16.2 KN with 8,075 mm deflection, second slab type is 24.7 KN with 17,26 mm deflection, and third slab type is 32 KN with 15,29 mm deflection. From Figure 5, it is seen than third slab type shows more nonlinearity. This explains the plastic effect of the basalt materials in the ECC in third slab type which yielded more plastic deflection when acting on imposed load.

Ductility of basalt fiber reinforced ECC. In the laboratory experiment, slab type 3 showed more ductile behavior when acted under the imposed load. There more imposed load acted on slab type 3 and also more deflection but lesser cracks when compared to slab type 1 and slab type 2. Figure 6 shows the stress-strain diagram of the 3 (three) types of ECC slabs. Slab type 1 has its maximum strain as 0.006729167 and maximum stress as 498.4615385Pa. Slab type 2 has its maximum strain and maximum stress as 0.014383333 and 760Pa respectively. Slab type 3 has maximum strain of 0.012741667 and maximum stress of 984.6153846Pa. Slab type 3 show more ductile ability from the stress-strain analysis.



a

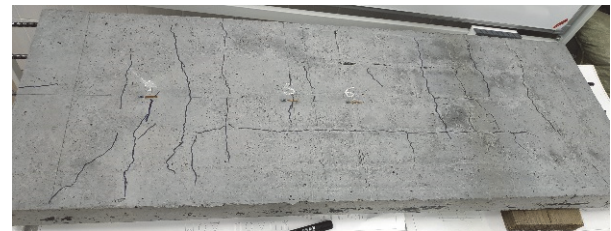


b

Figure 2. Physical experimental results of first slab type:
a – deflection of first slab type; *b* – cracks on first slab type



a



b

Figure 3. Physical experimental results of second slab type:
a – deflection of second slab type; *b* – cracks on second slab type

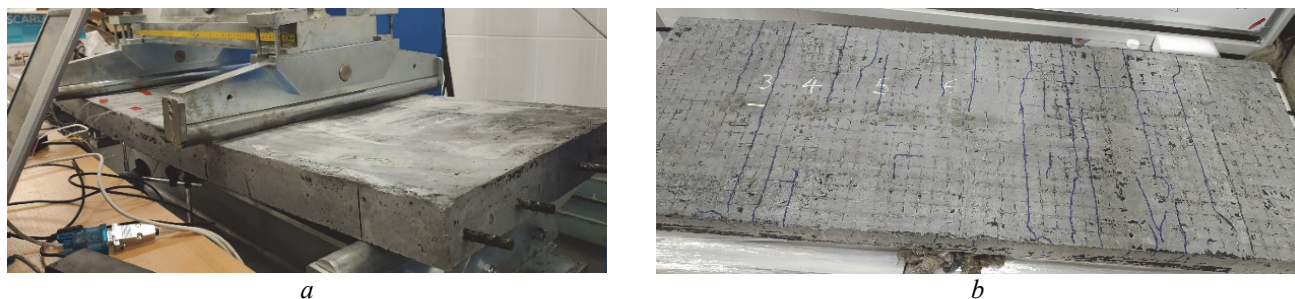


Figure 4. Physical experimental results of third slab type:
a – deflection of third slab type; *b* – cracks on third slab type

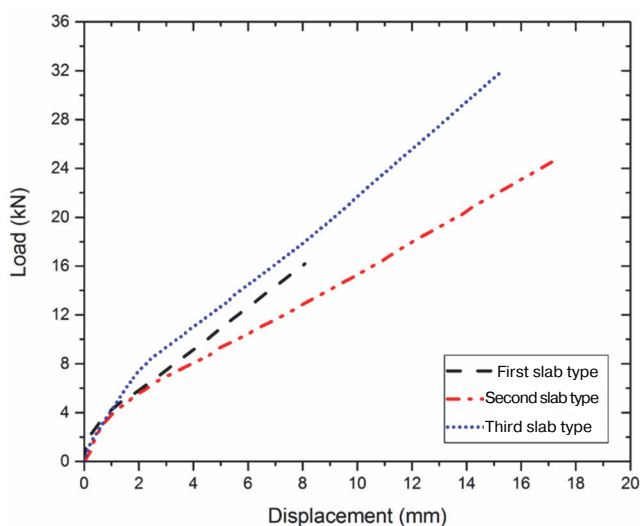


Figure 5. Load-deflection diagram of ECC slabs

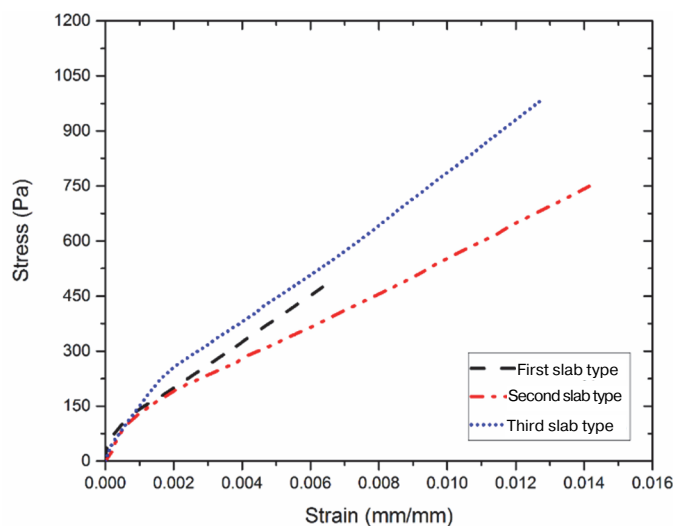


Figure 6. Stress-strain relationship of ECC slabs

Conclusion

From the experimental analysis, inclusion of dispersed chopped basalt fiber in concrete enhances crack resistance and ductility in ECC slabs. The flexural load of the ECC slabs were more in slab containing dispersed chopped basalt fiber and even more when reinforced with basalt fiber mesh.

References

1. Kovler K., Chernov V. *Types of damage in concrete structures, in failure, distress and repair of concrete structures*. Cambridge: Woodhead Publishing Limited; 2009. p. 32–56.
2. Loreto G., Leardini L., Arboleda D., Nanni A. Performance of RC slab-type elements strengthened with fabric-reinforced cementitious-matrix composites. *Journal of Composites for Construction*. 2014;18(3). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000415](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000415)
3. Elsanadedy H.M., Almusallam T.H., Alsayed S.H., Al-Salloum Y.A. Flexural strengthening of RC beams using textile reinforced mortar – experimental and numerical study. *Composite Structures*. 2013;97:40–55.
4. Kim S.W. *Experimental study on bond flexural behavior of RC members using CFRP-bar NSM system*. Ph.D. thesis. Gyeongsan: Yeungnam University; 2015.
5. Kim H.J. *Failure behavior of reinforced concrete beams with flexural strengthened by steel plates*. Ph.D. thesis. Gwangju: Chonnam University; 2005. p. 17–22.
6. Fiore V., Scalici T., Di Bella G., Valenza A. A review on basalt fiber and its composite. *Composites Part B: Engineering*. 2015;74:74–94.
7. Morozov N.N., Bakunov V.S., Morozov E.N., Aslanova L.G., Granovskii P.A., Prokshin V.V., Zemlyanitsyn A.A. Materials bases on basalt from the Euroean North of Russia. *Glass and Ceramics*. 2001;58(3–4):100–104.

8. Mohammadi M.A., Silfwerbrand J., Arskog V. Shear behaviour of high-performance basalt fibre concrete. Part I. Laboratory shear tests on beams with macro fibres and bars. *fib Structural Concrete Journal*. 2018. <https://doi.org/10.1002/suco.201700208>
9. Mohammadi M.A., Silfwerbrand J., Arskog V. Flexural behaviour of medium-strength and high-performance macro basalt fibre concrete aimed for marine applications. *Nordic Concrete Research Journal*. 2017;57(2):103–123.
10. Du J., Wang C., Qiao M., Chang X., Chen H. Flexural behavior of concrete beams reinforced by CFRP bars. *International Conference Mechanical Automation Control Engineering*. 2010;13(5):1060–1063.
11. El Refai A., Abed F. Concrete contribution to shear strength of beams reinforced with basalt fiber-reinforced bars. *Journal of Composites for Construction*. 2015;20(4):150–179.
12. Elgabbas F., Ahmed E.A., Benmokrane B. Flexural behavior of concrete beams reinforced with ribbed basalt-FRP bars under static loads. *Journal of Composites for Construction*. 2016;21(3):195–230.
13. Alsayed S., Alhozaimy A. Ductility of concrete beams reinforced with FRP bars and steel fibers. *Journal of Composite Materials*. 1999;33(19):1792–1804.
14. Habeeb M.N., Ashour A.F. Flexural behavior of continuous GFRP reinforced concrete beams. *Journal of Composites for Construction*. 2008;12(2):115–124.
15. Issa M.S., Metwally I.M., Elzeiny S.M. Influence of fibers on flexural behavior and ductility of concrete beams reinforced with GFRP rebars. *Engineering Structures*. 2011;33(5):1754–1763.
16. Mohamed H.M., Masmoudi R. Flexural strength and behavior of steel and FRP-reinforced concrete-filled FRP tube beams. *Engineering Structures*. 2010;32(11): 3789–3800.
17. Robert M., Benmokrane B. Behaviour of GFRP reinforcing bars subjected to extreme temperatures. *Journal of Composites for Construction*. 2009;14(4):353–360.
18. Tomlinson D., Fam A. Performance of concrete beams reinforced with basalt FRP for flexure and shear. *Journal of Composites for Construction*. 2014;19(2):140–150.
19. Wang H., Belarbi A. Ductility characteristics of fiber-reinforced-concrete beams reinforced with FRP rebars. *Construction and Building Materials*. 2011;25(5):2391–2401.
20. Wu G., Dong Z., Wang X., Zhu Y., Wu Z. Prediction of long-term performance and durability of BFRP bars under the combined effect of sustained load and corrosive solutions. *Journal of Composites for Construction*. 2014;19(3):4–15.
21. Yang J.M., Min K.H., Shin H.O., Yoon Y.S. Effect of steel and synthetic fibers on flexural behavior of high-strength concrete beams reinforced with FRP bars. *Composites Part B: Engineering*. 2012;43(3):1077–1086.
22. Bakis C.E., Bank L.C., Brown V.L., Cosenza E., Davalos J.F., Lesko J.J., Machida A., Rizkalla S.H., Triantafillou T.C. Fiber-reinforced polymer composites for construction state-of-the-art review. *Journal of Composites for Construction*. 2002;6(2):73–87. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2002\)6:2\(73\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2002)6:2(73))
23. Kharun M., Koroteev D.D., Dkhar P., Zdero S., Elroba S.M. Physical and mechanical properties of basalt-fibered high-strength concrete. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2018;14(5):396–403. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-5-396-403>
24. Campbell T.I., Dolan C.W. *Specification for carbon and glass fiber-reinforced polymer bar materials for concrete reinforcement*. U.S. ACI 440. Jan. 4, 2008.
25. Bank L.C., Campbell T.I., Dolan C.W. *Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars*. U.S. ACI 440-1R. Jun. 4, 2006.
26. Campione G. Simplified flexural response of steel fiber-reinforced concrete beams. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2008;20(4):283–293.
27. High C., Seliem H.M., El-Safty A., Rizkalla S.H. Use of basalt fibers for concrete structures. *Construction and Building Materials*. 2015;96(1):37–46.
28. Iyer P., Kenno S.Y., Das S. Mechanical properties of fiber-reinforced concrete made with basalt filament fibers. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2015;27(11):1–8.
29. Ayub T., Asce S.M., Shafiq N., Khan S.U. Compressive stress-strain behavior of HSFRC reinforced with basalt fibers. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2016;28(4):1–11.
30. Jiang C., Fan K., Wu F., Chen D. Experimental study on the mechanical properties and microstructure of chopped basalt fiber reinforced concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2014;58:187–193.
31. Okolnikova G.E., Novikov N.V., Starchevskaya A.Y., Pronin G.S. Effect of basalt fiber on the strength of concrete. *System Technologies*. 2019;2(31):37–40. (In Russ.)

32. Ahmad S.H., Xie Y., Yu T. Shear ductility of reinforced lightweight concrete beams of normal strength and high strength concrete. *Cement and Concrete Composites*. 1995;17(2):147–159.
33. Hong Zhi.C. *Mechanical properties of lightweight aggregate concrete – effect of lightweight aggregates on concrete*. PhD thesis. Hong Kong University; 2007.
34. Arisoy B., Wu H.C. Material characteristics of lightweight, high-performance concrete reinforced with PVA. *Construction and Building Materials*. 2008;22(4):635–645.
35. Wang H.T., Wang L.C. Experimental study on static and dynamic mechanical properties of steel fiber reinforced lightweight aggregate concrete. *Construction and Building Materials*. 2013;38(2):1146–1151.
36. Balaguru P., Foden A. Properties of fiber reinforced structural lightweight concrete. *American Concrete Institute Structural Journal*. 1996;93:1–12.
37. ACI 544.1R-96 (Reapproved 2002). *State-of-the-art report on fiber reinforced concrete. Manual of concrete practice*. ACI Committee 544. Michigan: American Concrete Institute; 2005.
38. Galishnikova V.V., Chiadighikaobi P.C., Emiri D.A. Comprehensive view on the ductility of basalt fiber reinforced concrete focus on lightweight expanded clay. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2019;15(5):360–366. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-5-360-366>
39. GOST 10180-2012. *Concretes. Methods for strength determination using reference specimens*. Moscow; 2013. (In Russ.)
40. Sepehr M.N., Kazemian H., Ghahramani E., Amrane A., Sivasankar V., Zarrabi M. Defluoridation of water via light weight expanded clay aggregate (LECA): adsorbent characterization, competing ions, chemical regeneration, equilibrium, and kinetic modeling. *Journal of Taiwan Institute of Chemical Engineers*. 2014;45:1821–1834.
41. Islam S., Sharmin N., Moniruzzaman, Akhtar U.S. Effect of soda lime silica glass waste on the basic properties of clay aggregate. *International Journal of Science and Engineering Research*. 2016;7(4):149–153.
42. Galishnikova V.V., Kharun M., Koroteev D.D., Chiadighikaobi P.C. Basalt fiber reinforced expanded clay concrete for building structures. *Magazine of Civil Engineering*. 2021;101(1):10107. <https://doi.org/10.34910/MCE.101.7>

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-1-82-91
УДК 626.01/69.04

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Экспериментальные исследования влияния характера нагрузок на напряженно-деформированное состояние подпорных стенок

Ф.А. Пащенко

АО «ПИИНИИ ВТ «Ленаэропроект»», Российская Федерация, 198095, Санкт-Петербург, наб. Обводного канала, д. 122, лит. Б
lenair@lenair.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 16 октября 2020 г.
Доработана: 24 декабря 2020 г.
Принята к публикации: 14 января 2021 г.

Аннотация. *Актуальность.* Подпорные стенки являются распространенными сооружениями, входящими в состав гидроузлов. Им присущи характерные особенности гидротехнических сооружений, такие как значительные габариты, низкий процент армирования (до 1,0 %), горизонтальные межблочные швы, обуславливающие их характер работы и напряженно-деформированное состояние. Основные нагрузки на тыловые грани подпорных стенок – это нагрузки от действия грунта засыпок. При этом характер их воздействия может оказаться различным. Неполный учет конструктивных особенностей и характера действия нагрузок при проектировании целого ряда подпорных стенок, находящихся в стадии длительной эксплуатации, вызвал необходимость усиления подпорных стенок. Один из способов усиления заключался в установке стержневой арматуры в пробуренные наклонные отверстия, пересекающие строительные швы. Возникла необходимость изучения конструкций подпорных стенок при действии различных нагрузок, в том числе с учетом усиления наклонными стержнями. *Цель* экспериментальных исследований заключалась в изучении влияния переменной нагрузки на напряженно-деформированное состояние указанных конструкций, в том числе с учетом наклонной арматуры, установленной в зонах горизонтальных межблочных швов. При решении поставленных задач применялись проверенные экспериментальные *методы* исследований железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. *Результаты.* Получены опытные данные исследования моделей подпорных стен, в том числе с усилением наклонной арматурой, при различном расположении равнодействующей нагрузки на тыловые грани моделей. Выполнено экспериментальное обоснование усиления железобетонных конструкций подпорных стенок наклонной арматурой, пересекающей горизонтальные строительные швы.

Ключевые слова: подпорные стенки гидроузлов, горизонтальные межблочные швы, характер действия нагрузок, напряженно-деформированное состояние, экспериментальные исследования

Для цитирования

Пащенко Ф.А. Экспериментальные исследования влияния характера нагрузок на напряженно-деформированное состояние подпорных стенок // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 1. С. 82–91. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-82-91>

Пащенко Федор Александрович, генеральный директор.

© Пащенко Ф.А., 2021



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Experimental-theoretical studies of hydrotechnical angular-type retaining walls

Fedor A. Pashchenko

JSC "Lenaeroproect", 122B Obvodnogo Kanala Emb, Saint Petersburg, 198095, Russian Federation
lenair@lenair.ru

Article history

Received: October 16, 2020

Revised: December 24, 2020

Accepted: January 14, 2021

For citation

Pashchenko F.A. Experimental-theoretical studies of hydrotechnical angular-type retaining walls. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(1):82–91. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-82-91>

Abstract. Relevance. Retaining walls are common structures that are part of waterworks. They have the characteristic features of hydraulic structures, such as large dimensions, low percentages of reinforcement (up to 1.0%), horizontal interblock joints. The listed features determine the nature of the work and the stress-strain state of the retaining walls. The main loads on the rear faces of the retaining walls are loads from the action of the backfill soil. The incomplete consideration of the design features and the nature of the loads action in the design of a number of retaining walls that are in the stage of long-term operation has caused the need to strengthen them. One of the reinforcement *methods* was to install reinforcement rods in drilled inclined holes in the zones of horizontal interblock joints. It was necessary to conduct experimental studies of reinforced concrete retaining walls under the action of various loads, in particular considering the reinforcement by inclined rods. The *aim of the experimental research* was to study the effect of variable load on the stress-strain state of these structures, among others with due regard to inclined reinforcement installed in the zones of horizontal interblock joints. When solving the set tasks, proven experimental methods of researching reinforced concrete structures of hydrotechnical structures were used. **Results.** Experimental data from the study of models of retaining walls, including those with reinforcement by inclined reinforcement, at different locations of the resultant load on rear faces of models were obtained. An experimental substantiation of the reinforcement of reinforced concrete structures of retaining walls with an inclined reinforcement crossing horizontal construction joints has been carried out.

Keywords: retaining walls of waterworks, horizontal interblock joints, the nature of the loads action, stress-strain state, experimental research

Введение

Подпорные стенки являются распространенными сооружениями, входящими в состав гидротехнических сооружений [1–7]. Им присущи характерные особенности гидротехнических сооружений, такие как значительные габариты, низкие проценты армирования (до 1,0 %), горизонтальные межблочные швы. Перечисленные особенности обуславливают характер работы и напряженно-деформированное состояние подпорных стен.

Основные нагрузки на тыловые грани подпорных стенок – это нагрузки от действия грунта насыпок. При этом характер их воздействия может оказаться различным.

Не полный учет конструктивных особенностей и характера действия нагрузок при проектировании целого ряда подпорных стенок, находящихся в стадии длительной эксплуатации, вызвал необходимость усиления подпорных стенок [8–16].

Одним из способов усиления заключался в установке стержней арматуры в пробуренные наклонные отверстия, пересекающие строительные швы.

Возникла необходимость изучения конструкций подпорных стенок при действии различных нагрузок, в том числе с учетом установки наклонных стержней.

Таким образом, цель экспериментальных исследований заключалась в изучении влияния переменной нагрузки на напряженно-деформированное состояние указанных конструкций, в том числе с учетом наклонной арматуры, установленной в зонах горизонтальных межблочных швов.

При проведении экспериментальных исследований был также использован зарубежный опыт проведения исследований напряженно-деформированного состояния подпорных стенок [17–25].

Материалы и методы

При решении поставленных задач применялись проверенные экспериментальные методы исследований железобетонных конструкций гидротехнических сооружений.

Экспериментальные исследования проводились на основе железобетонных моделей подпорных стенок, изготовленных в масштабе 1:12 низовых подпорных стенок водоприемника Загорской ГАЭС [8; 9; 14].

Основные габариты железобетонных моделей: высота 1,43 м, толщина 0,30 м, ширина в корневом сечении 0,33 м, ширина верха моделей 0,08 м. На высоте 0,14; 0,345; 0,708 м от корневого сечения устроены горизонтальные межблочные швы. Бетон моделей класса В25.

У тыловой грани установлены три стержня диаметром 12 мм класса А-III, у лицевой грани – один стержень диаметром 12 мм класса А-III.

Две модели М-1 и М-4 изготавливались без усиления, две модели М-2 и М-3 усиливались посредством наклонных хомутов $\varnothing 10$ мм класса А-III, размещенным по бокам модели под углом 15° к горизонтальному среднему шву.

На первой стадии исследований (этапы 1 и 2) моделей М-1 (без усиления) и М-2 (усиленной наклонными стержнями) равнодействующая нагрузки прикладывалась на расстоянии 0,82 м от корневого сечения.

На этапах 3 и 4 второй стадии исследований равнодействующая нагрузки прикладывалась к моделям М-3 и М-4 на расстоянии 0,645 м от корневого сечения.

Конструкции моделей М-1, М-2, М-3, М-4 и схемы их испытаний представлены на рис. 1.

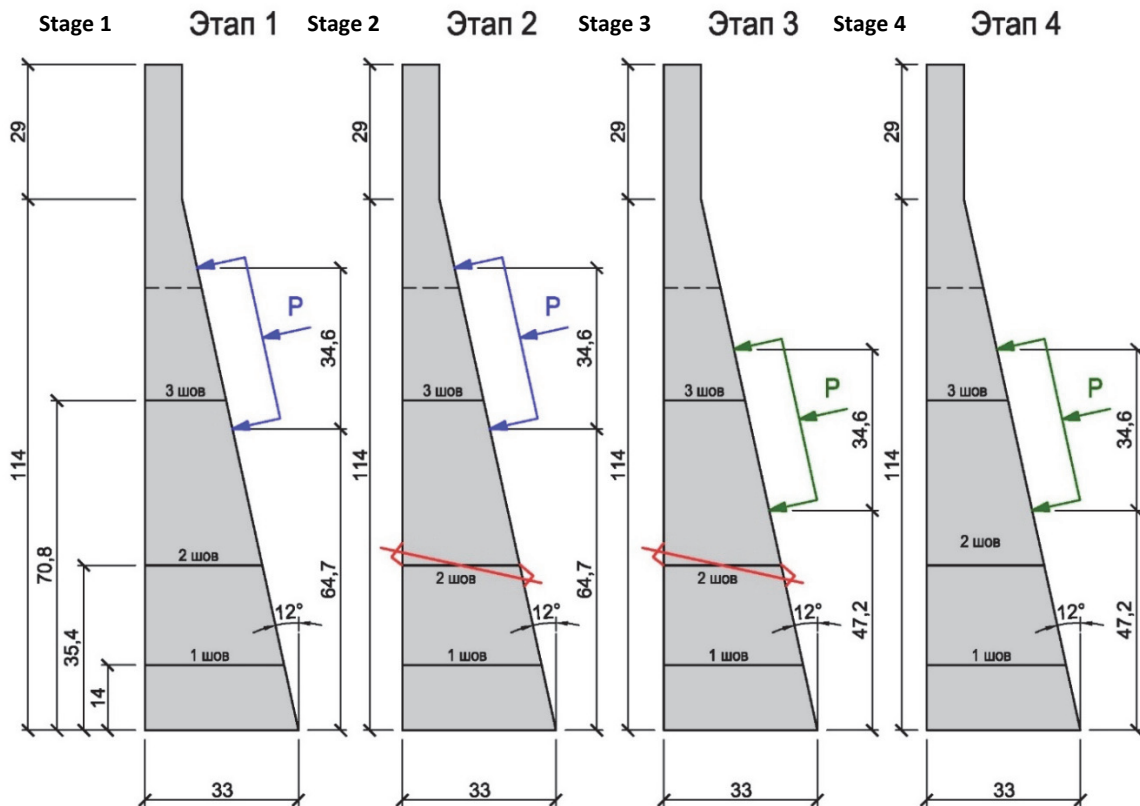


Рис. 1. Конструкции моделей М-1, М-2, М-3, М-4 и схемы их испытаний
[Figure 1. Designs of models M-1, M-2, M-3, M-4 and their test schemes]

Результаты и обсуждение

Результаты экспериментальных исследований модели железобетонной подпорной стенки без усиления при расположении нагрузки на расстоянии 82,0 см от корневого сечения

На первом этапе проводились экспериментальные исследования модели подпорной стенки М-1 без усиления при расположении равнодействующей нагрузки на высоте 82,0 см от низа модели. Опытные данные сведены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты испытаний модели М-1 ($P = 62,4$ кН) при нагрузке на верхней отметке
[Table 1. Test results of the model M-1 ($P = 62,4$ kN) at the load at the top mark]

Раскрытие горизонтальных швов [Disclosure of the horizontal joints]:	
– верхний шов [upper joint]	ср. [average] 0,16 мм [mm]
– средний шов [middle joint]	ср. [average] 0,39 мм [mm]
– нижний шов [bottom joint]	ср. [average] 0,365 мм [mm]
Раскрытие наклонных трещин [The inclined cracks opening]	
	№ 3 – 0,5 мм [mm]
	№ 4 – 0,4 мм [mm]
	№ 6 – 0,8 мм [mm]
Перемещение верха модели [Displacement of the top of the model]	20,37 мм [mm]

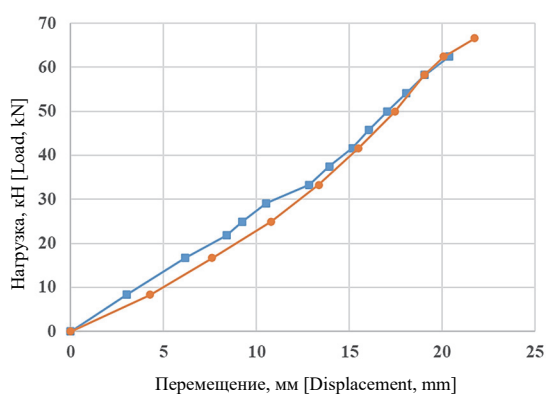


Рис. 2. Величина горизонтальных смещений
[Figure 2. The value of horizontal displacements]

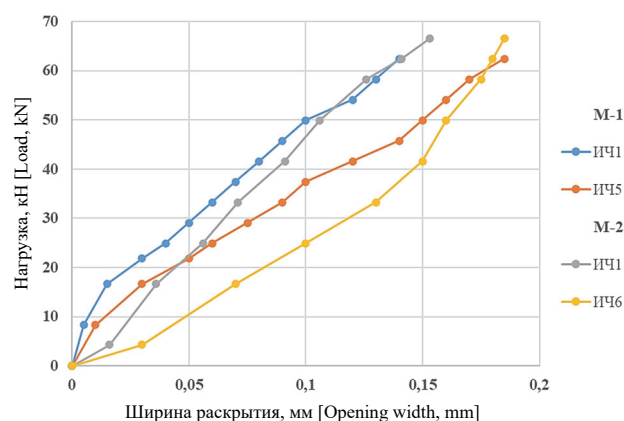


Рис. 3. Величина раскрытия верхнего шва
[Figure 3. The value of the upper joint opening]

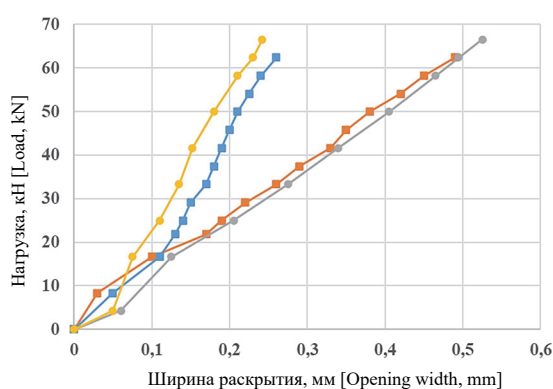


Рис. 4. Величина раскрытия среднего шва
[Figure 4. The value of the middle joint opening]

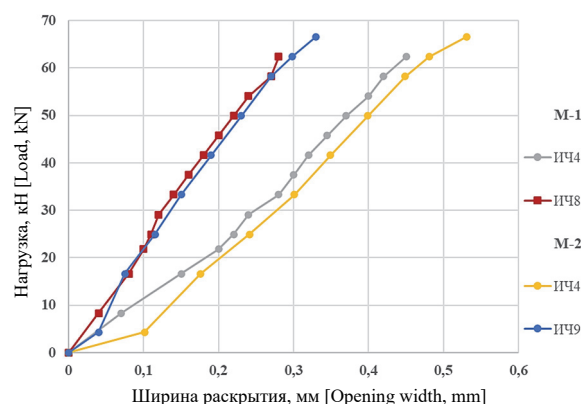


Рис. 5. Величина раскрытия нижнего шва
[Figure 5. The value of the lower joint opening]

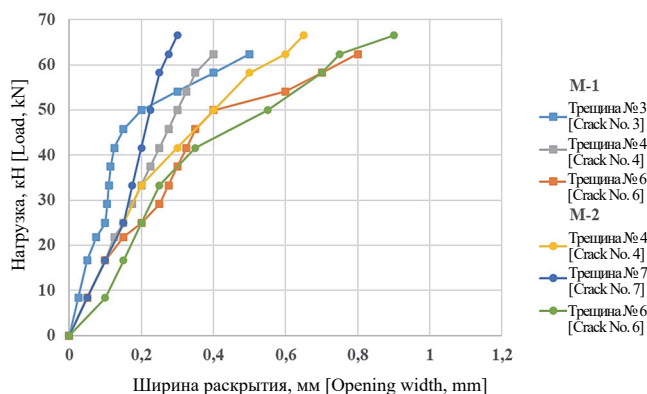


Рис. 6. Величина раскрытия наклонных трещин
[Figure 6. The value of the inclined cracks opening]

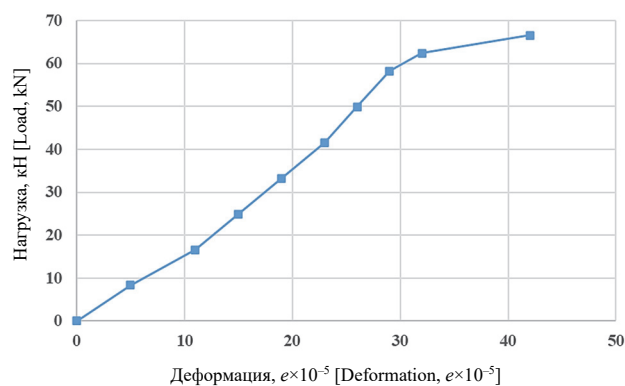


Рис. 7. Величина деформации наклонной арматуры модели М-2
[Figure 7. Deformation value of the model М-2 inclined reinforcement]

Наибольшая нагрузка на модель М-1 на первом этапе равнялась 62,4 кН. При этом перемещение верха модели составило 20,37 мм. Среднее значение ширины раскрытия верхнего, среднего и нижнего горизонтальных межблочных швов составило 0,16; 0,39; 0,365 мм соответственно. Ширина раскрытия наиболее существенных наклонных трещин № 3, 4, 6 составила 0,5; 0,4; 0,8 мм соответственно.

Опытные данные испытаний модели М-1 изображены в виде графиков (в сопоставлении с испытаниями модели М-2) на рис. 2–7.

Результаты экспериментальных исследований модели железобетонной подпорной стенки, усиленной наклонными стержнями, при расположении нагрузки на расстоянии 82,0 см от низа модели

На втором этапе изучалась конструкция модели М-2, в которой установлены два стержня Ø 10 мм класса А-III, размещенных по бокам модели под углом 15° к горизонтальному среднему шву при расположении нагрузки на расстоянии 82,0 см от корневого сечения. Опытные данные сведены в табл. 2.

Таблица 2

Результаты испытаний модели М-2 (с усилением, $P = 66,56$ кН) при нагрузке на верхней отметке
[Table 2. Test results of the model М-2 (with amplification, $P = 66,56$ кН) at the load at the top mark]

Раскрытие горизонтальных швов [Disclosure of the horizontal joints]:	
– верхний шов [upper joint]	ср. [average] 0,17 мм [mm]
– средний шов [middle joint]	ср. [average] 0,39 мм [mm]
– нижний шов [bottom joint]	ср. [average] 0,43 мм [mm]
Раскрытие наклонных трещин [The inclined cracks opening]	
	№ 4 – 0,65 мм [mm]
	№ 6 – 0,90 мм [mm]
	№ 7 – 0,30 мм [mm]
Относительная деформация наклонных стержней [The relative deformation of the inclined rods]	$42,0 \times 10^{-5}$ е. о. д.
Перемещение верха модели [Displacement of the top of the model]	21,75 мм [mm]

Наибольшая нагрузка на модель М-2 на втором этапе равнялась 66,56 кН. При этом перемещение верха модели составило 21,75 мм. Среднее значение ширины раскрытия верхнего, среднего и нижнего горизонтальных межблочных швов составило 0,17; 0,39; 0,43 мм соответственно. Ширина раскрытия наиболее существенных наклонных трещин № 4, 6, 7 составила 0,65; 0,90; 0,3 мм соответственно.

Величина относительного растяжения в боковой наклонной арматуре составила $42,0 \times 10^{-5}$ при величине напряжений 84 МПа и усилий 9,49 кН.

Опытные данные испытаний модели М-2 изображены в виде графиков (в сопоставлении с испытаниями модели М-1) на рис. 2–7.

Сопоставление и анализ полученных опытных данных показали, что наличие стержней наклонной арматуры вызвало возрастание предельной нагрузки на 6,7 %, снижение горизонтальных смещений и величины раскрытия строительных швов и наклонных трещин.

Также при нагрузке 62,4 кН горизонтальные смещения снизились на 1,5 %, величина раскрытия среднего шва – на 5,2 %, нижнего шва – на 6,5 %, величина раскрытия наклонных трещин: № 4 – на 33,3 %; № 6 – на 6,3 %; № 7 – на 20,0 %.

Результаты экспериментальных исследований модели железобетонных подпорной стенки, усиленной наклонными стержнями, при расположении нагрузки на расстоянии 64,5 см от низа модели

В рамках третьего этапа проводились экспериментальные исследования модели подпорной стенки М-3 (усиленной наклонными стержнями), к которой равнодействующая нагрузки приложена на высоте 64,5 см от низа модели. Опытные данные сведены в табл. 3.

Таблица 3

Результаты испытаний модели М-3 (с усилением, $P = 83,2$ кН) при нагрузке на нижней отметке
 [Table 3. Test results of the model M-3 (with amplification, $P = 83,2$ kN) at the load at the bottom mark]

Раскрытие горизонтальных швов [Disclosure of the horizontal joints]:	
– верхний шов [upper joint]	ср. [average] 0,07 мм [mm]
– средний шов [middle joint]	ср. [average] 0,34 мм [mm]
– нижний шов [bottom joint]	ср. [average] 0,37 мм [mm]
Раскрытие наклонных трещин [The inclined cracks opening]	
	№ 3 – 0,43 мм [mm]
	№ 4 – 0,70 мм [mm]
	№ 6 – 0,63 мм [mm]
Относительная деформация наклонных стержней [The relative deformation of the inclined rods]	$72,0 \times 10^{-5}$ е.о.д.
Перемещение верха модели [Displacement of the top of the model]	18,24 мм [mm]

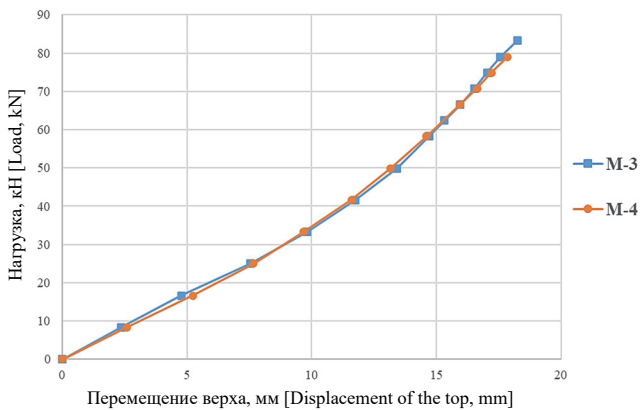


Рис. 8. Величина горизонтальных смещений
 [Figure 8. The horizontal displacements value]

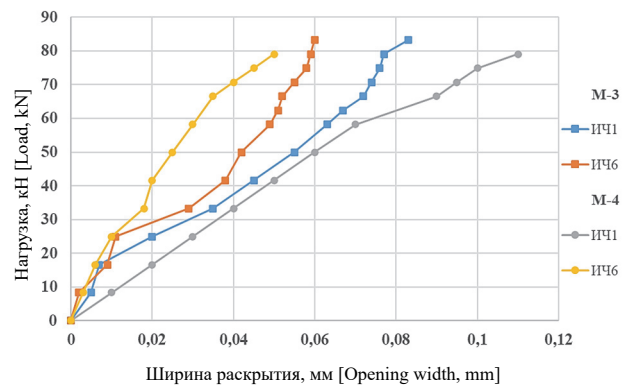


Рис. 9. Величина раскрытия верхнего шва
 [Figure 9. The value of the upper joint opening]

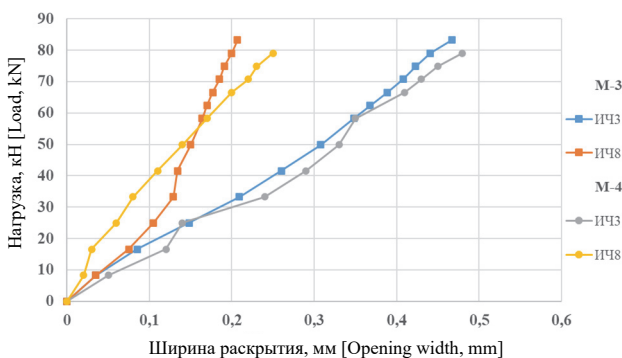


Рис. 10. Величина раскрытия среднего шва
 [Figure 10. The value of the middle joint opening]

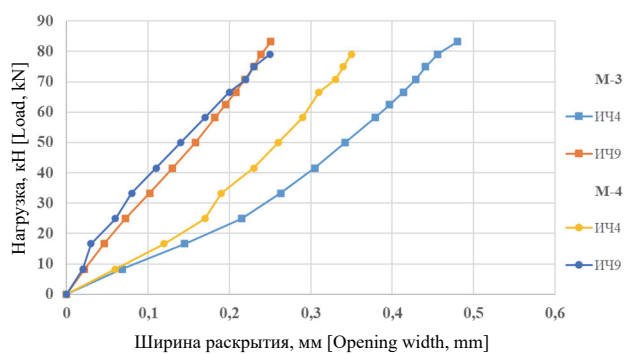


Рис. 11. Величина раскрытия нижнего шва
 [Figure 11. The value of the lower joint opening]

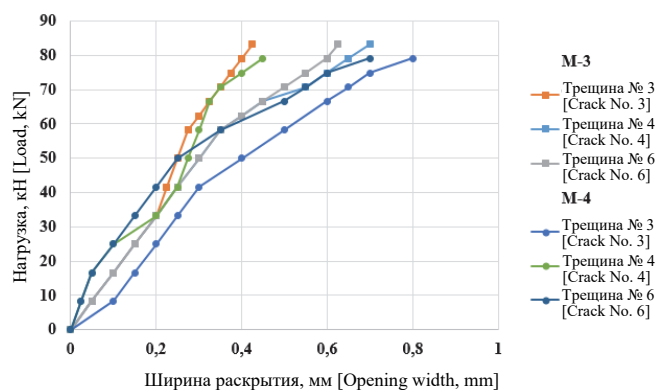


Рис. 12. Величина раскрытия наклонных трещин
[Figure 12. The value of the inclined cracks opening]

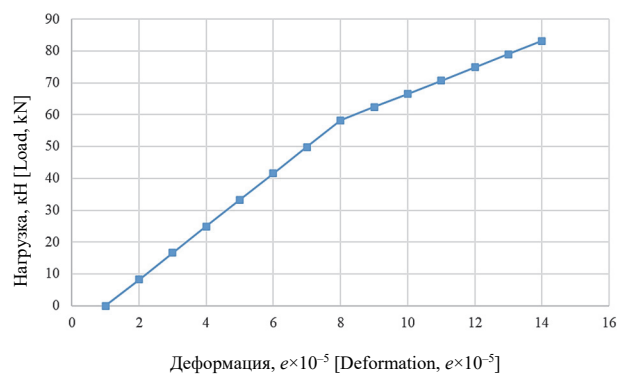


Рис. 13. Величина деформации наклонной арматуры модели М-3
[Figure 13. Deformation value of the model M-3 inclined reinforcement]

Наибольшая нагрузка на модель М-3 на третьем этапе равнялась 83,2 кН. При этом перемещение верха модели составило 18,24 мм. Среднее значение ширины раскрытия верхнего, среднего и нижнего горизонтальных межблочных швов составило 0,07; 0,34; 0,37 мм соответственно. Ширина раскрытия наиболее существенных наклонных трещин № 3, 4, 6 составила 0,43; 0,70; 0,63 мм соответственно.

Величина относительного растяжения в боковой наклонной арматуре составила $72,0 \times 10^{-5}$ при величине напряжений 144 МПа и усилий 16,27 кН.

Опытные данные испытаний модели М-3 изображены в виде графиков (в сопоставлении с испытаниями модели М-4) на рис. 8–13.

Результаты экспериментальных исследований модели железобетонной подпорной стенки без усиления при расположении нагрузки на расстоянии 64,5 см от низа модели

В рамках третьего этапа проводились экспериментальные исследования модели подпорной стенки М-4 без усиления, к которой равнодействующая нагрузки приложена на высоте 64,5 см от низа модели. Опытные данные сведены в табл. 4.

Таблица 4

Результаты испытаний модели М-4 ($P = 79,04$ кН) при нагрузке на нижней отметке
[Table 4. Test results of the model M-4 ($P = 79,04$ кН) at the load at the bottom mark]

Раскрытие горизонтальных швов [Disclosure of the horizontal joints]:	
– верхний шов [upper joint]	ср. [average] 0,085 мм [mm]
– средний шов [middle joint]	ср. [average] 0,37 мм [mm]
– нижний шов [bottom joint]	ср. [average] 0,30 мм [mm]
Раскрытие наклонных трещин [The inclined cracks opening]	
	№ 3 – 0,80 мм [mm]
	№ 4 – 0,45 мм [mm]
	№ 6 – 0,70 мм [mm]
	№ 7 – 0,65 мм [mm]
Перемещение верха модели [Displacement of the top of the model]	
	17,86 мм

Наибольшая нагрузка на модель М-4 на четвертом этапе равнялась 79,04 кН. При этом перемещение верха модели составило 17,86 мм. Среднее значение ширины раскрытия верхнего, среднего и нижнего горизонтальных межблочных швов составило 0,085; 0,37; 0,30 мм соответственно. Ширина раскрытия наиболее существенных наклонных трещин № 3, 4, 6 составила 0,8; 0,45; 0,70 мм соответственно.

Опытные данные испытаний модели М-2 изображены в виде графиков (в сопоставлении с испытаниями модели М-3) на рис. 8–12.

Сопоставление и анализ полученных опытных данных показали, что наличие стержней наклонной арматуры вызвало возрастание предельной нагрузки на 5,3 %, снижение горизонтальных смещений и величины раскрытия строительных швов и наклонных трещин.

Также при нагрузке 62,4 кН горизонтальные смещения снизились на 0,3 %, величина раскрытия среднего шва – на 11,1 %, нижнего шва – на 30,0 %, величина раскрытия наклонных трещин: № 4 – на 29,0 %; № 6 – на 8,5 %; № 7 – на 11,6 %.

Заключение

Установлено, что неполный учет конструктивных особенностей и характера действия нагрузок при проектировании целого ряда подпорных стенок, находящихся в стадии длительной эксплуатации, вызвал необходимость их усиления (в том числе вследствие недостаточного горизонтального армирования). При этом один из способов усиления заключался в установке стержней арматуры в пробуренные наклонные отверстия в зонах горизонтальных межблочных швов.

Для исследования влияния различного характера действующих нагрузок, а также влияния усиления конструкций подпорных стенок слабонаклонными арматурными стержнями в зонах горизонтальных межблочных швов были изготовлены железобетонные модели низовых подпорных стенок водоприемника Загорской ГАЭС в масштабе 1:12.

Были проведены экспериментальные исследования железобетонных моделей (без усиления и усиленных слабонаклонными арматурными стержнями), к которым равнодействующая нагрузки прикладывалась на расстояниях 0,57 и 0,45 высоты модели от корневого сечения.

Анализ полученных опытных данных показал, что при положении равнодействующей нагрузки на расстоянии 0,57 высоты модели М-2 от корневого сечения наличие стержней наклонной арматуры вызвало возрастание предельной нагрузки на 6,7 %, снижение горизонтальных смещений на 1,5 % и величины раскрытия строительных швов (в среднем на 5,85 %) и наклонных трещин (в среднем на 19,9 %).

А при положении равнодействующей нагрузки на расстоянии 0,45 высоты модели М-3 от корневого сечения наличие стержней наклонной арматуры вызвало возрастание предельной нагрузки на 5,3 %, снижение горизонтальных смещений на 0,3 % и величины раскрытия строительных швов (в среднем на 20,6 %) и наклонных трещин (в среднем на 16,4 %).

Таким образом, экспериментально обоснована целесообразность усиления железобетонных конструкций подпорных стенок наклонными стержнями в зоне среднего горизонтального межблочного шва.

Список литературы

1. Рассказов Л.Н., Бестужева А.С., Малаханов В.В. и др. Гидротехнические сооружения (речные): в 2 ч. Ч. 2. М.: ЛитРес, 2016. 538 с.
2. Волосухин В.А., Дыба В.П., Евтушенко С.И. Расчет и проектирование подпорных стен гидротехнических сооружений. М.: Издательство АСВ, 2015. 96 с.
3. Ксенофонтова Т.К., Нью Фудун. Железобетонные подпорные стены, выбор расстояния между контрфорсами // Проблемы развития мелиорации и водного хозяйства и пути их решения. Ч. III. Безопасность гидротехнических сооружений: сб. материалов Международной научно-практической конференции. М.: МГУП, 2011. С. 106–111.
4. Семенюк С.Д., Котов Ю.Н. Железобетонные подпорные стены // Вестник Белорусско-Российского университета. 2018. № 4 (61). С. 86–101.
5. Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Нефедов А.В. и др. Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния подпорной стенки первого яруса ЛВ-1 водоприемника Загорской ГАЭС, в том числе с учетом данных синхронных замеров при суточном изменении уровня верхнего аккумулирующего бассейна // Безопасность энергетических сооружений. 2013. Вып. 18. С. 38–50.
6. Лисичкин С.Е., Рубин О.Д., Атабиев И.Ж., Мельникова Н.И. Расчетные исследования устойчивости и прочности подпорных стен первого яруса водоприемника Загорской ГАЭС // Природообустройство. 2012. № 2. С. 44–48.
7. Рубин О.Д., Пономарев Д.И., Мельникова Н.И. Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния подпорных стен первого яруса водоприемника Загорской ГАЭС // Природообустройство. 2011. № 5. С. 51–55.
8. Серебрянников Н.И., Родионов В.Г., Кулешов А.П., Магрук В.И., Ивануценко В.С. Гидроаккумулирующие электростанции. Строительство и эксплуатация Загорской ГАЭС. М.: НЦ ЭНАС, 2000. 355 с.
9. Синюгин В.Ю., Магрук В.И., Родионов В.Г. Гидроаккумулирующие электростанции в современной электроэнергетике. М.: НЦ ЭНАС, 2008. 352 с.
10. Рубин О.Д., Ляпин О.Б., Ни В.Е. Усиление эксплуатируемых подпорных сооружений // Гидротехническое строительство. 1989. № 12. С. 42–45.
11. Щербина В.И., Рубин О.Д., Ни В.Е. Эксплуатация, оценка состояния и разработка мероприятий по повышению надежности шлюзов канала имени Москвы. М.: Информэнерго, 1989. 56 с. (Гидроэлектростанции. Вып. 7).
12. Рубин О.Д. Усиление стен шлюзов докового типа и контроль за эксплуатацией // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике (ПРЕДСО-90). СПб.: Энергоатомиздат, 1991. С. 73–75.

13. Рубин О.Д., Баклыков И.В., Антонов А.С., Лисичкин С.Е., Фролов К.Е. Инструментальные и расчетные исследования низовых подпорных стен Загорской ГАЭС // *Природообустройство*. 2019. № 2. С. 80–88.
14. Николаев В.Б., Гун С.Я., Лисичкин С.Е., Ляпин О.Б. Прочность железобетонных подпорных стенок // *Гидротехническое строительство*. 1988. № 10. С. 54–58.
15. Лисичкин С.Е., Ляпин О.Б. Поперечное армирование массивных конструкций энергетических сооружений // *Энергетическое строительство*. 1989. № 11. С. 40–43.
16. Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Пащенко Ф.А. Разработка методики расчета напряженного состояния в горизонтальных сечениях гидротехнических подпорных стен уголкового типа // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2019. Т. 15. № 5. С. 339–344.
17. Kalateh-Ahapi K.M., Fahimi-Farzam M. Constructability optimal design of reinforced concrete retaining walls using a multi-objective genetic algorithm // *Structural Engineering and mechanics*. 2013. Vol. 47. No. 2. Pp. 227–245. <https://doi.org/10.1007/s12205-018-2627-5>
18. Cauhan V.B., Dasaka S.M., Gade V.K. Investigation of failure of a rigid retaining wall with relief shelves // *The 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2016. Pp. 2492–2497. <https://doi.org/10.3208/jgssp.TC302-02>
19. Garg K.G. Retaining wall with reinforced backfill – a case study // *Geotextiles and Geomembranes*. 1998. No. 16. Pp. 135–149. [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(98\)00003-X](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(98)00003-X)
20. Ertugrul O.L., Trandafir A.C. Reduction of lateral earth forces acting on rigid non-yielding retaining walls by EPS geofoam inclusions // *J. Mater. Civil Eng.* 2011. No. 23 (12). Pp. 1711–1718. [https://doi.org/10.1061/\(Asce\)Mt.1943-5533.0000348](https://doi.org/10.1061/(Asce)Mt.1943-5533.0000348)
21. Abhishek S.V., Tarachand V., Satyanarayana Reddy C.N.V. Case study of failure of retaining wall at Dwarkanagar, Visakhapatnam // *Proceedings of the 48th Indian Geotechnical Conference*. 2013. Paper No. 286.
22. Chauhan V.B., Dasaka S.M. Behaviour of rigid retaining wall with relief shelves with cohesive backfill // *Jap. Geot. Society*. 2016. Pp. 103–110.
23. Evans E.P., Hughes B.P. Shrinkage and thermal cracking in a reinforced concrete retaining wall. ICE Publishing, 2016. Pp. 111–125.
24. Babu G.L.S., Raja P., Rao P.R. Forensic analysis of failure of retaining wall // *Jap. Geot. Society*. 2016. Pp. 2514–2519. <https://doi.org/10.3208/jgssp.TC302-08>
25. Hamderi M., Guler E., Raouf A. An Investigation on the Formation of Cracks at the Corner Turns of the Modular Block Earth Walls // *International Journal of Civil Engineering*. 2019. Vol. 17. Pp. 219–230. <https://doi.org/10.1007/s40999-017-0216-5>

References

1. Rasskazov L.N., Bestuzheva A.S., Malakhanov V.V., et al. *Gidrotekhnicheskiye sooruzheniya (rechnyye) [Hydro-technical structures (river)]* (part 2). Moscow: LitRes Publ.; 2016. (In Russ.)
2. Volosuhin V.A., Dyba V.P., Evtushenko S.I. *Raschet i proyektirovaniye podpornykh sten gidrotekhnicheskikh sooruzheniy [Calculation and design of retaining walls of hydraulic structures]*. Moscow: ASV Publishing House; 2008. (In Russ.)
3. Ksenofontova T.K., Nyu Fudun. Zhelezobetonnye podpornye steny, vybor rasstoyaniya mezhdum kontrforsami [Reinforced concrete retaining walls, the choice of the distance between buttresses]. *Problemy razvitiya melioratsii i vodnogo hozyaistva i puti ih resheniya. Ch. III. Bezopasnostj gydrotekhnicheskikh sooruzheni: sbornik materialov Mezhdunarodnoj nauchno-practicheskoy konferentsii [Land Improvement and Water Conservation: Problems and Solutions. Part 3. Safety of Hydraulic Structures: collection of materials of the International scientific and practical conference]*. Moscow: MGUP Publ.; 2011. p. 106–111. (In Russ.)
4. Semenyuk S.D., Kotov Yu.N. Zhelezobetonnye podpornye steny [Reinforced concrete retaining walls]. *Vestnik Belorussko-Rossiyskogo universiteta [Bulletin of the Belarusian-Russian University]*. 2018;4(61):86–101. (In Russ.)
5. Rubin O.D., Lisichkin S.E., Nefedov A.V., et al. Raschetnyye issledovaniya napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya podpornoy stenki pervogo yarusy LV-1 vodopriyemnika Zagorskoy GAES, v tom chisle s uchetom dannykh sinkhronnykh zamerov pri sutochnom izmenenii urovnya verkhnego akkumuliruyushchego basseyna [Computational studies of the stress-strain state of the retaining wall of the first tier LV-1 of the receiving water of the Zagorskaya PSPP, including taking into account the data of synchronous measurements with daily changes in the level of the upper storage pool]. *Bezopasnost' energeticheskikh sooruzheniy [Safety of the energy structures]*. 2013;18:38–50. (In Russ.)
6. Lisichkin S.E., Rubin O.D., Atabiev I.Zh., Melnikova N.I. Raschetnyye issledovaniya ustoychivosti i prochnosti podpornykh sten pervogo yarusy vodopriyemnika Zagorskoy GAES [Computational studies of the stability and strength of the retaining walls of the first tier of the receiving basin of the Zagorsk PSPP]. *Prirodoobustrojstvo*. 2012;2:44–48. (In Russ.)
7. Rubin O.D., Ponomarev D.I., Melnikova N.I. Raschetnyye issledovaniya napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya podpornykh sten pervogo yarusy vodopriyemnika Zagorskoy GAES [Computational studies of the stress-strain state of the retaining walls of the first tier of the receiving water of the Zagorsk PSPP]. *Prirodoobustrojstvo*. 2011;5:51–55. (In Russ.)

8. Serebryannikov N.I., Rodionov V.G., Kuleshov A.P., Magruk V.I., Ivanushchenko V.S. *Gidroakkumuliruyushchiye elektrostantsii. Stroitel'stvo i ekspluatatsiya Zagorskoy GAES [Pumped storage power plants. Construction and operation of the Zagorskaya PSPP]*. Moscow: NTS ENAS Publ.; 2000. (In Russ.)
9. Sinyugin V.Yu., Magruk V.I., Rodionov V.G. *Gidroakkumuliruyushchiye elektrostantsii v sovremennoy elektroenergetike [Pumped storage power plants in the modern electric power industry]*. Moscow: NTS ENAS Publ.; 2008. (In Russ.)
10. Rubin O.D., Lyapin O.B., Ni V.Ye. Usileniye ekspluatiruyemykh podpornykh sooruzheniy [Strengthening of the operated retaining structures]. *Gidrotekhnicheskoye stroitel'stvo [Hydrotechnical construction]*. 1989;12:42–45. (In Russ.)
11. Shcherbina V.I., Rubin O.D., Ni V.Ye. Ekspluatatsiya, otsenka sostoyaniya i razrabotka meropriyatiy po povysheniyu nadezhnosti shlyuzov kanala im. Moskvy [Operation, assessment of the condition and development of measures to improve the reliability of locks of the Moscow channel] (issue 7). Moscow: Informenergo Publ.; 1989. (In Russ.)
12. Rubin O.D. Usileniye sten shlyuzov dokovogo tipa i kontrol' za ekspluatatsiyey [Strengthening the walls of dock-type locks and control over operation]. *Materialy konferentsiy i soveshchaniy po gidrotekhnike (PREDSO-90) [Proceedings of conferences and meetings on hydraulic engineering (PEDSO-90)]*. Saint Petersburg: Energoatomizdat Publ.; 1991. p. 73–75. (In Russ.)
13. Rubin O.D., Baklykov I.V., Antonov A.S., Lisichkin S.Ye., Frolov K.Ye. Instrumental'nyye i raschetnyye issledovaniya nizovykh podpornykh sten Zagorskoy GAES [Instrumental and computational studies of the lower retaining walls of the Zagorskaya PSPP]. *Prirodoobustroystvo*. 2019;2:80–88. (In Russ.)
14. Nikolaev V.B., Gun S.Ya., Lisichkin S.E., Lyapin O.B. Prochnost' zhelezobetonnykh podpornykh stenok. [Strength of reinforced concrete retaining walls]. *Gidrotekhnicheskoye stroitel'stvo [Hydrotechnical construction]*. 1988;10:54–58. (In Russ.)
15. Lisichkin S.E., Lyapin O.B. Poperechnoye armirovaniye massivnykh konstruktsey energeticheskikh sooruzheniy [Transverse reinforcement of massive structures of power facilities]. *Energeticheskoye stroitel'stvo [Energy construction]*. 1989;11:40–43. (In Russ.)
16. Rubin O.D., Lisichkin S.E., Pashchenko F.A. Development of the methods for calculating the stress state in horizontal sections of hydraulic engineering angular-type retaining walls. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2019;15(5):339–344. (In Russ.)
17. Kalateh-Ahapi K.M., Fahimi-Farzam M. Constructability optimal design of reinforced concrete retaining walls using a multiobjective genetic algorithm. *Structural Engineering and mechanics*. 2013;47(2):227–245. <https://doi.org/10.1007/s12205-018-2627-5>
18. Cauhan V.B., Dasaka S.M., Gade V.K. Investigation of failure of a rigid retaining wall with relief shelves. *The 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2016:2492–2497. <https://doi.org/10.3208/jgssp.TC302-02>
19. Garg K.G. Retaining wall with reinforced backfill – a case study. *Geotextiles and Geomembranes*. 1998;16:135–149. [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(98\)00003-X](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(98)00003-X)
20. Ertugrul O.L., Trandafir A.C. Reduction of lateral earth forces acting on rigid non-yielding retaining walls by EPS geofom inclusions. *J. Mater. Civil Eng.* 2011;23(12):1711–1718. [https://doi.org/10.1061/\(Asce\)Mt.1943-5533.0000348](https://doi.org/10.1061/(Asce)Mt.1943-5533.0000348)
21. Abhishek S.V., Tarachand V., Satyanarayana Reddy C.N.V. Case study of failure of retaining wall at Dwarkanagar, Visakhapatnam. *Proceeding of the 48th Indian Geotechnical Conference*. 2013. Paper No. 286.
22. Chauhan V.B., Dasaka S.M. Behaviour of rigid retaining wall with relief shelves with cohesive backfill. *Jap. Geot. Society*. 2016:103–110.
23. Evans E.P., Hughes B.P. Shrinkage and thermal cracking in a reinforced concrete retaining wall. ICE Publishing, 2016. p. 111–125.
24. Babu G.L.S., Raja P., Rao P.R. Forensic analysis of failure of retaining wall. *Jap. Geot. Society*. 2016:2514–2519. <https://doi.org/10.3208/jgssp.TC302-08>
25. Hamderi M., Guler E., Raouf A. An Investigation on the formation of cracks at the corner turns of the modular block earth walls. *International Journal of Civil Engineering*. 2019;17:219–230. <https://doi.org/10.1007/s40999-017-0216-5>

РЕЦЕНЗИИ REVIEWS

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-1-92-93

Рецензия на книгу: Баширов Х.З., Колчунов В.И., Федоров В.С., Яковенко И.А. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений: монография. М.: Издательство АСВ, 2017. 248 с.

В.И. Римшин

*Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26
RimshinVI@mgsu.ru*

История статьи

Поступила в редакцию: 26 декабря 2020 г.
Принята к публикации: 3 февраля 2021 г.

Для цитирования

Римшин В.И. Рецензия на книгу: Баширов Х.З., Колчунов В.И., Федоров В.С., Яковенко И.А. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений: монография. М.: Издательство АСВ, 2017. 248 с. // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 1. С. 92–93. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-92-93>

Book review: Bashirov Kh.Z., Kolchunov V.I., Fedorov V.S., Yakovenko I.A. Zhelezobetonnye sostavnye konstruksii zdaniy i sooruzhenii [Reinforced concrete composite constructions of buildings and structures]. Moscow: ASV Publishing House; 2017

Vladimir I. Rimshin

*National Research Moscow State University of Civil Engineering, 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation
RimshinVI@mgsu.ru*

Article history

Received: December 26, 2020
Accepted: February 3, 2021

For citation

*Rimshin V.I. Book review: Bashirov Kh.Z., Kolchunov V.I., Fedorov V.S., Yakovenko I.A. Zhelezobetonnye sostavnye konstruksii zdaniy i sooruzhenii [Reinforced concrete composite constructions of buildings and structures]. Moscow: ASV Publishing House; 2017. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(1):92–93. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-1-92-93>*

Монография посвящена важной и актуальной проблеме совершенствования методологии расчетов составных железобетонных конструкций. В ней на основе анализа опытных данных и в развитие теоретических исследований отечественных и зарубежных ученых железобетонных конструкций составного сечения сформулированы рабочие гипотезы и предпосылки отражающие, по мнению авторов, действительное напряженно-деформированное состояние материалов по сечению составных конструкций. Также

Римшин Владимир Иванович, профессор кафедры жилищно-коммунального комплекса Института инженерно-экологического строительства и механизации, главный научный сотрудник НИИ строительной физики РААСН, член-корреспондент Российской академии архитектуры и строительных наук, доктор технических наук, профессор; Author ID 0000-0002-9084-4105, WoS P-4928-2015, Scopus ID: 56258934600.

Vladimir I. Rimshin, Professor of the Housing and Utility Complex Department of the Institute of Engineering and Ecological Construction and Mechanization, senior research fellow of NIISF RAASN, corresponding member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, PhD in Technical Sciences, Professor; Author ID: 0000-0002-9084-4105, WoS P-4928-2015, Scopus ID: 56258934600.

© Римшин В.И., 2021



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

разработаны расчетные модели силового сопротивления отдельных слоев и методы расчета железобетонных составных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп. На этой основе рекомендованы новые конструктивные решения производственных зданий, основные конструкции которых защищены патентами Российской Федерации.

Монография объемом в 15,5 условных печатных листов состоит из введения, четырех глав, списка использованной литературы отечественных и зарубежных авторов в количестве 312 наименований.

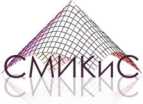
В работе проведен всесторонний и глубокий анализ состояния проблемы методологии расчетов составных железобетонных конструкций. Детально рассмотрены конструктивные особенности железобетонных составных элементов и их швов. Проведен комплексный анализ наиболее значимых результатов экспериментальных исследований составных железобетонных конструкций как с предпосылкой абсолютно жесткого шва сопряжения между элементами, так и с допущением податливости швов сдвига. На основе всестороннего анализа теоретических разработок исследователей, предусматривающих как модель упругопластического деформирования железобетона, так и макроструктурные деформационные модели, авторы монографии приходят к выводу, что практически все известные методы по оценке напряженно-деформируемого состояния не учитывают эффекты, возникающие в железобетонном элементе после нарушения его сплошности.

Основываясь на теории составных стержней в форме метода сил профессора А.Р. Ржаницына и в форме метода перемещений профессора И.Е. Милейковского, а также в развитие разработок профессора В.М. Бондаренко, уточняющих расчет железобетонных конструкций с учетом эффекта нарушения сплошности, авторами монографии предложены оригинальные расчетные модели, их силовое сопротивление и методы расчета железобетонных составных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп с учетом рабочих гипотез, позволяющих существенно упростить дифференциальные уравнения железобетонных составных стержней, в том числе и при наличии трещин, без снижения строгости и точности их решения.

Материал изложен логически последовательно, по-научному строго и грамотно. Корректно использованы научные термины. Иллюстративный материал дополняет текст и способствует лучшему пониманию сущности работы составных железобетонных конструкций.

Результаты проведенного исследования являются новыми и оригинальными, обладают несомненной теоретической и практической значимостью, весьма актуальны и будут способствовать повышению уровня безопасности зданий и сооружений.





2021. 17(1). 94–96

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ
STRUCTURAL MECHANICS OF ENGINEERING CONSTRUCTIONS AND BUILDINGS

[HTTP://JOURNALS.RUDN.RU/STRUCTURAL-MECHANICS](http://journals.rudn.ru/structural-mechanics)



Уважаемые коллеги!

Инженерная академия Российского университета дружбы народов приглашает вас принять участие в научных мероприятиях в 2021 году.

ВСЕРОССИЙСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ С МЕЖДУНАРОДНЫМ УЧАСТИЕМ

«ИНЖЕНЕРНЫЕ СИСТЕМЫ – 2021»

Апрель 2021 года

Место проведения: Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3,

Департамент строительства, Инженерная академия РУДН.

ВСЕРОССИЙСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ С МЕЖДУНАРОДНЫМ УЧАСТИЕМ

«ИНЖЕНЕРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ – 2021»

Октябрь 2021 года

Место проведения: Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3,

Департамент строительства, Инженерная академия РУДН.

ОФИЦИАЛЬНЫЕ ЯЗЫКИ КОНФЕРЕНЦИЙ

Русский, английский.

ПУБЛИКАЦИЯ МАТЕРИАЛОВ КОНФЕРЕНЦИЙ

Статьи будут опубликованы в сборниках трудов конференций, индексируемых в БД РИНЦ, или в журнале, индексируемом в БД Scopus и Web of Science.

НАУЧНЫЕ СЕКЦИИ

- Материаловедение, металлургия и нанотехнологии.
- Машиностроение, энергетика и транспорт.
- Авиационные и космические системы.
- Геология, горное и нефтегазовое дело.
- Гражданское, промышленное и гидротехническое строительство.
- Архитектура и промышленный дизайн.
- Инновационный менеджмент в промышленности.

КОНТАКТНАЯ ИНФОРМАЦИЯ

Организатор конференций: Российский университет дружбы народов (РУДН).

Адрес страницы конференций на портале РУДН: <http://enr.rudn.ru/?p=14247>

Место проведения конференций:

Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3, Инженерная академия РУДН.

Заседание секции «Машиностроение, энергетика и транспорт» состоится по адресу:

Москва, Подольское ш., д. 8, корп. 5.

Председатель Оргкомитета:

Малькова Марианна Юрьевна, профессор департамента строительства Инженерной академии РУДН.

E-mail: malkova-myu@rudn.ru

**МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ФОРУМ
ПО МЕХАНИКЕ КОСМИЧЕСКОГО ПОЛЕТА, КОСМИЧЕСКИМ КОНСТРУКЦИЯМ И МАТЕРИАЛАМ
(IAA/AAS SciTech Forum)**

2–4 июня 2021 года

Место проведения: Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6,

Инженерная академия РУДН.

Организатор форума: Российский университет дружбы народов (РУДН).

Тел.: +7 (495) 952-08-29, e-mail: kupreev-sa@rudn.ru

ОФИЦИАЛЬНЫЙ ЯЗЫК

Английский.

ПУБЛИКАЦИЯ МАТЕРИАЛОВ ФОРУМА

Статьи будут опубликованы в сборнике трудов, индексируемом в БД Scopus и Web of Science.