

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ

2021 Том 17 № 3

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-3

<http://journals.rudn.ru/structural-mechanics> (открытый доступ)

Обзорно-аналитический и научно-технический журнал
Издается с 2005 г.

Свидетельство о регистрации СМИ ПИ № ФС 77-19706 от 13 апреля 2005 г.

выдано Федеральной службой по надзору за соблюдением законодательства в сфере массовых коммуникаций и охране наследия

Учредитель: Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Российский университет дружбы народов»

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

Периодичность: 6 выпусков в год.

Языки: русский, английский.

Журнал индексируют: РИНЦ, RSCI, Cyberleninka, DOAJ, EBSCOhost, Google Scholar, Ulrich's Periodicals Directory, WorldCat, Dimensions.

Включен в Перечень ведущих научных журналов и изданий ВАК при Минобрнауки России по группе научных специальностей 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения, 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения, 05.23.17 – Строительная механика.

Обзорно-аналитический и научно-технический журнал «*Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*» знакомит читателей с достижениями отечественных и зарубежных ученых в области геометрии пространственных конструкций, сопротивления материалов, строительной механики, теории упругости и расчета строительных и машиностроительных конструкций, освещает вопросы научно-технического прогресса в строительстве и машиностроении, публикует аналитические обзоры по теме журнала.

Сайт журнала содержит полную информацию о журнале, его редакционной политике и этических принципах, требования к подготовке и условия публикации статей, а также полные выпуски журнала с 2008 г. (в рамках политики свободного доступа).

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

ГЛАВНЫЙ РЕДАКТОР

Рычкова 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:

Азапов 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

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

Зверев 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 Сьопелек», Университет Париж-Сакли, Париж, 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

- Саламахин П.М., Луговцев Е.А. Теоретические основы расчета мостов на выносливость с использованием кинетической теории долговечности конструкционных материалов 219
- Иноземцева О.В., Иноземцев В.К., Муртазина Г.Р. Устойчивость против опрокидывания в практике проектирования высотных зданий 228
- Ляличев Ю.П. Инновационные конструкции плотин из особо прочного укатанного бетона 248
- Sarmiento Esteves L.P.FR. Inverted pyramid Azores – an eternal hybrid structure (Перевернутая пирамида на Азорских островах – вечная гибридная конструкция) 261

СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

- Sharapov D.A., Gebre T.H., Ali Y.M. The effect of story drift in a multi-story building under the influence of an earthquake (Влияние смещения этажей в многоэтажном здании под воздействием землетрясения) 270

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

- Кириловский В.В., Белоусов Ю.В. Экспериментальная проверка новых особенностей работы подшипников в условиях комбинированного нагружения 278
- Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Зюзина О.В. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций, усиленных предварительно напряженной базальтокомпозитной арматурой 288

ОБОЗРЫ

- Kharun M., Ehsani A., Nasimi Sh., Gebre T.H. Properties and behavior of light hydrophobic concrete (Изготовление гидрофобного полимерного легкого бетона) 299

ПАМЯТИ КОЛЛЕГ

- Виктор Андреевич Баженов (1941–2021) 308
- Павел Михайлович Саламахин (1930–2021) 310

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

Адрес редакции:

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 05.10.2021. Выход в свет 12.10.2021. Формат 60×84/8.

Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 11,16. Тираж 250 экз. Заказ № 638. 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

© Российский университет дружбы народов, 2021
© Кривошапко Н.С., фото на обложке
(Мост Аррабиды, Порто, Португалия), 2021

STRUCTURAL MECHANICS OF ENGINEERING CONSTRUCTIONS AND BUILDINGS

2021 VOLUME 17 No. 3

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-3

<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, Paris, 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

<i>Salamakhin P.M.</i> , <i>Lugovtsev E.A.</i> Theoretical foundations for calculating bridges for endurance using the kinetic theory of durability of structural materials	219
<i>Inozemtseva O.V.</i> , <i>Inozemtsev V.K.</i> , <i>Murtazina G.R.</i> Roll-over stability as a problem of high-rise buildings' designing	228
<i>Lyapichev Yu.P.</i> Innovation structures of very lean roller compacted concrete dams	248
<i>Sarmento Esteves L.P.F.R.</i> Inverted pyramid Azores – an eternal hybrid structure	261

SEISMIC RESISTANCE

<i>Sharapov D.A.</i> , <i>Gebre T.H.</i> , <i>Ali Y.M.</i> The effect of story drift in a multi-story building under the influence of an earthquake	270
---	-----

EXPERIMENTAL RESEARCHES

<i>Kirilovskiy V.V.</i> , <i>Belousov Yu.V.</i> Experimental verification of new features of bearing operation under combined loading conditions	278
<i>Rubin O.D.</i> , <i>Lisichkin S.E.</i> , <i>Zyuzina O.V.</i> Experimental studies of the stress-strain state of reinforced concrete structures strengthened by prestressed basalt-composite rebar	288

REVIEWS

<i>Kharun M.</i> , <i>Ehsani A.</i> , <i>Nasimi Sh.</i> , <i>Gebre T.H.</i> Properties and behavior of light hydrophobic concrete	299
---	-----

IN MEMORIAM OF THE COLLEAGUES

<i>Viktor A. Bazhenov (1941–2021)</i>	308
<i>Pavel M. Salamakhin (1930–2021)</i>	310

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

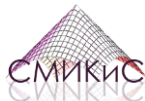
Printing run 250 copies. Open price

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



РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-3-219-227

УДК 624.21

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Теоретические основы расчета мостов на выносливость с использованием кинетической теории долговечности конструкционных материалов

П.М. Саламахин¹, Е.А. Луговцев^{2*}

¹Московский автомобильно-дорожный государственный технический университет, Российская Федерация, 125319, Москва, Ленинградский пр-кт, д. 64

²Военный учебно-научный центр Сухопутных войск «Общевойсковая академия Вооруженных Сил Российской Федерации», Российская Федерация, 119121, Москва, пр-д Девичьего Поля, д. 4

*lugovea@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 17 января 2021 г.

Доработана: 21 марта 2021 г.

Принята к публикации: 30 марта 2021 г.

Для цитирования

Саламахин П.М., Луговцев Е.А. Теоретические основы расчета мостов на выносливость с использованием кинетической теории долговечности конструкционных материалов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 3. С. 219–227. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-219-227>

Аннотация. Предлагается экономически эффективный способ определения неизвестных параметров зависимости долговечности конструкционных материалов от уровня действующих в них постоянных напряжений и абсолютной их температуры для различных конструкционных материалов с учетом данных, полученных академиком АН СССР С.Н. Журковым. Он не требует длительных испытаний материалов, а основан на использовании результатов кратковременных стандартных машинных разрушений двух групп стандартных образцов материала при двух существенно различных их температурах. При использовании этих параметров и интегрального критерия Бейли суммирования потерь долговечности материалов представляется возможным выполнить расчет на выносливость элементов автодорожных мостовых сооружений из любых конструкционных материалов и определить остаточный ресурс долговечности сооружения при прогнозируемом последующем режиме загрузки его реальными временными вертикальными нагрузками.

Ключевые слова: Серафим Николаевич Журков, теория долговечности материалов, критерий Бейли, суммирование потерь долговечности материалов, расчеты на выносливость материала, остаточный ресурс долговечности

Theoretical foundations for calculating bridges for endurance using the kinetic theory of durability of structural materials

Pavel M. Salamakhin¹, Evgeny A. Lugovtsev^{2*}

¹Moscow Automobile and Road State Technical University, 64 Leningradskii Prospekt, Moscow, 125319, Russian Federation

²Military Training and Research Center of Land Forces "Combined Arms Academy of the Armed Forces of the Russian Federation", 4 Devich'ego Polya Proezd, Moscow, 119121, Russian Federation

*lugovea@mail.ru

Article history

Received: January 17, 2021

Revised: April 16, 2021

Accepted: April 29, 2021

Abstract. The economically effective method for determining the unknown parameters of the dependence of the durability of structural materials on the level of acting constant stresses in them and their absolute temperature for various structural materials is proposed, taking into account the data established by

Саламахин Павел Михайлович, ведущий научный сотрудник, академик РАТ, доктор технических наук, профессор; Scopus Author ID: 6504210104, eLIBRARY SPIN-код: 2596-3649.

Луговцев Евгений Анатольевич, докторант кафедры дорог, мостов и переправ, кандидат технических наук, доцент; eLIBRARY SPIN-код: 8843-6213.

Pavel M. Salamakhin, leading researcher, member of the Russian Academy of Transport, Doctor of Technical Sciences, Professor; Scopus Author ID: 6504210104, eLIBRARY SPIN-code: 2596-3649.

Evgeny A. Lugovtsev, Doctoral Student of the Department of Roads, Bridges and Crossings, Ph.D., Associate Professor; eLIBRARY SPIN-code: 8843-6213.

© Саламахин П.М., Луговцев Е.А., 2021

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

For citation

Salamakhin P.M., Lugovtsev E.A. Theoretical foundations for calculating bridges for endurance using the kinetic theory of durability of structural materials. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(3):219–227. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-219-227>

Academician of the USSR Academy of Sciences S.N. Zhurkov. It does not require long-term testing of materials, but is based on the use of the results of short-term standard machine failure of two groups of standard samples of materials at two significantly different temperatures. When using these parameters and the Bailey integral criterion for summing up the losses in the durability of materials, it is possible to calculate the endurance of elements of road bridge structures from any structural materials and to determine the residual durability resource of the structure under the predicted subsequent mode of loading it with real temporary vertical loads.

Keywords: Serafim Nikolaevich Zhurkov, theory of material durability, Bailey criterion, summing up the durability losses of materials, calculations for material endurance, residual durability

Введение:**краткая критическая оценка расчетов на выносливость элементов автодорожных мостовых сооружений по действующим отечественным и зарубежным нормам их проектирования**

В настоящее время п. 4.57 действующих в РФ норм проектирования автодорожных мостовых сооружений (СНиП 2.05.03-84*) предусмотрен расчет на выносливость только стальных их элементов и соединений, а п. 3.91–3.92 тех же норм предусмотрен расчет на выносливость только плиты проезжей части автодорожных и городских железобетонных мостов.

При выполнении этих расчетов необходимо вычислять значения коэффициентов асимметрии напряжений, под воздействием которых находятся элементы, рассчитываемые на выносливость использованием формул

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}, \quad \rho = \frac{\tau_{\min}}{\tau_{\max}},$$

где σ_{\max} , σ_{\min} , τ_{\max} , τ_{\min} – наименьшие и наибольшие по абсолютной величине значения напряжений в элементе со своими знаками.

От истинного значения этих коэффициентов зависит адекватность расчета на выносливость. Истинное их значение может быть определено лишь с учетом воздействия реально действующей вертикальной нормативной нагрузки, действующей на мостовое сооружение, что не обеспечивается действующими нормативными вертикальными нагрузками на автодорожные мосты в настоящее время в РФ.

Предлагаемые авторами новые нормативные и расчетные значения вертикальных временных нагрузок типа Н-48 или Н-35 позволяют при проектировании каждого реального мостового сооружения известными и общепринятыми способами определить в любом его элементе реальные значения максимальных и минимальных напряжений, что необходимо для вычисления реального значения коэффициента асимметрии и обеспечения адекватности расчетов элементов на выносливость по методике действующих норм проектирования.

Недостатком действующей методики СНиП 2.05.03-84 является то, что она при расчете на выносливость учитывает воздействие условных нормативных комбинированных нагрузок А14, не имеющих очевидной связи с реально действующими нагрузками, а также влияние только наиболее невыгодных для материала значений коэффициентов асимметрии. Однако общеизвестно, что выносливость материала исчерпывается во всем реальном диапазоне размахов напряжений.

Западноевропейскими нормами предусмотрены расчеты на выносливость элементов мостовых сооружений с использованием диаграмм усталости материала, полученных на основе большого объема экспериментальных исследований зарубежными специалистами. Они применимы для широкого набора деталей и соединений при симметричных циклах загрузки на базе 2 млн циклов загрузки. В них принято, что до 5 млн циклов загрузки кривая усталости описывается кубической зависимостью, а после 5 млн циклов кривой пятой степени.

При известных размахах напряжений, возникающих при прохождении по мостовому сооружению различных транспортных средств, эти нормы обеспечивают возможность на основе линейного закона накопления повреждений вычислить суммарное значения повреждений и тем самым оценить остаточный

ресурс мостового сооружения, исходя из исчерпания возможности материала по восприятию им силовых воздействий без учета влияния на материал температуры окружающей среды.

Следует при этом иметь в виду, что диаграммы усталости были получены при симметричных циклах загрузки и при частотах загрузки в сотни раз превышающих реальные частоты изменения напряжений в элементах мостовых сооружений. Это вызывает сомнения в части адекватности этих диаграмм усталости при расчете выносливости элементов мостовых сооружений.

Теоретические основы метода расчета на выносливость элементов автодорожных мостовых сооружений

Разработка адекватного метода расчета на выносливость элементов автодорожных мостовых сооружений из конструкционных материалов с явно проявляющейся температурно-временной зависимостью прочности требует проведения большого объема экспериментальных исследований, что в современных условиях российской экономики и состояния науки в России, по-видимому, практически невозможно.

Объем экспериментальных исследований можно многократно научно обоснованно уменьшить, если в основу нового метода расчета на выносливость несущих конструкций из материалов с явно проявляющейся температурно-временной зависимостью прочности заложить следующие фундаментальные научные достижения прошлого века:

1) кинетическую теорию долговечности материалов под воздействием на них постоянных во времени напряжений при различных температурах их эксплуатации, разработанную советскими учеными в 50–60 годы прошлого столетия в Физико-техническом институте Академии наук СССР под руководством академика С.Н. Журкова [1–10], а также члена-корреспондента АН СССР Г.М. Бартенева [11–13], с учетом работы автора [14];

2) интегральный критерий Бейли суммирования потерь долговечности материала под воздействием произвольного закона действующих напряжений, экспериментально подтвержденный в работах С.Н. Журкова и его учеников.

Долговечность материала в зависимости от уровня действующего постоянного напряжения σ и абсолютной температуры T среды С.Н. Журковым представлена показательной функцией

$$\tau = \tau_0 e^{\frac{U_0 - \gamma \sigma}{kT}}, \quad (1)$$

где τ – долговечность в принимаемых единицах времени (минутах, часах, сутках) материала, эксплуатируемого при воздействии постоянного напряжения σ в МПа при абсолютной температуре T в кельвинах; τ_0 – единичная долговечность (период межатомных колебаний) материала в тех же единицах времени; $e = 2,7182818284$ – основание натуральных логарифмов; U_0 – энергия активации (межатомных связей) материала в джоулях (ньютон-метрах), заложенная природой в объеме загружаемого стандартного образца из этого материала; T – температура эксплуатации материала в кельвинах; $k = (1,380622 \pm 0,000044) \times 10^{-23}$ Дж/К – постоянная Стефана Больцмана – физическая постоянная, определяющая связь между энергией материала в джоулях и его температурой в кельвинах; γ – объем активной части стандартного образца материала, подвергаемого стандартному испытанию на растяжение (сжатие), вычисляемый как произведение площади в m^2 его активной части поперечного сечения на длину в м его активной части с постоянным поперечным сечением.

Формула (1) С.Н. Журкова устанавливает связь долговечности (времени его работы до разрушения) любого материала со значениями постоянного напряжения и температуры среды.

Для обеспечения удобства определения параметров этой связи по экспериментальным данным получена обратная зависимость: связь уровня напряжений в материале со временем работы материала до его разрушения, то есть формула для различных температур его эксплуатации:

$$\sigma = \frac{U_0}{\gamma} - \frac{k \times T}{\gamma \times \lg e} (\lg \tau - \lg \tau_0). \quad (2a)$$

Формула получена с использованием логарифмирования соотношения (1) с десятичным основанием и последовательных преобразований. Из (2a) следует, что уровень возможных напряжений σ в материале при фиксированной его температуре находится в линейной зависимости от десятичного логарифма

времени действия напряжения (рис. 1), а угол наклона этой линейной зависимости связан линейно с абсолютной температурой материала.

Эта зависимость может быть построена по двум экспериментально полученным точкам при существенно различной долговечности, что для одной из точек требует много времени (месяцы и даже годы!).

Чтобы уменьшить объем и длительность испытаний заметим вначале, что в формуле (2а) по результатам испытаний материала необходимо определить только значения энергии активации материала и значение единичной долговечности, так как все остальные параметры функции (2а) могут быть известны по результатам обычных машинных стандартных доведений до разрушения двух групп стандартных образцов при двух существенно различных температурах.

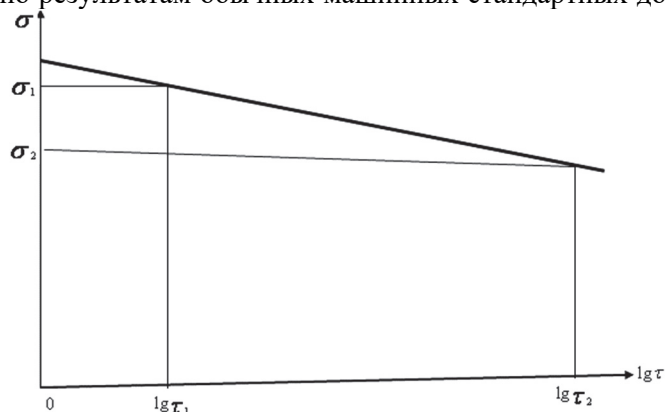


Рис. 1. Диаграмма долговечности материала по С.Н. Журкову
Figure 1. Material durability diagram according to S.N. Zhurkov

разрушение, как площадь графика импульса напряжений в виде прямоугольного треугольника с вертикальным катетом размером σ в МПа и горизонтальным катетом с размером t в секунду, что дает его значение по формуле $IMP_{\sigma} = \sigma_{\max} \cdot t / 2$.

Эквивалентная долговечность t_{ij} в секунду образца при том же, но постоянном, максимальном напряжении может быть определена по условию равенства площадей импульсов напряжений при разных режимах нагружения образца до его разрушения (рис. 2), что дает для нее формулу $\tau_{1j} = t_{1j} / 2$, $\tau_{2j} = t_{2j} / 2$.

Средние значения эквивалентных долговечностей образцов двух групп с учетом известных количеств образцов в каждой группе вычисляются по формулам $\tau_{1cp} = \sum \tau_{1j} / j$, $\tau_{2cp} = \sum \tau_{2j} / j$.

Аналогично вычисляются средние значения разрушающих напряжений образцов обеих групп.

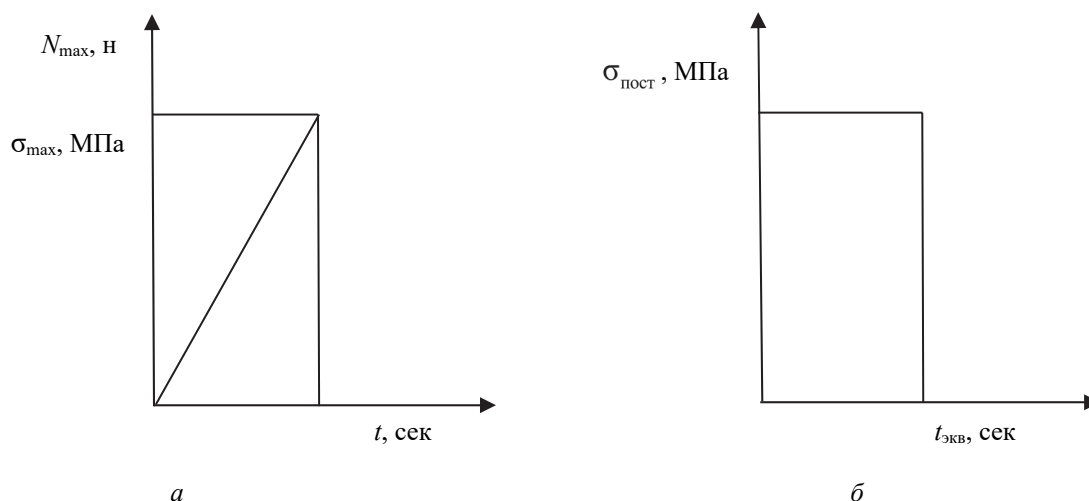


Рис. 2. График к расчету эквивалентной долговечности материала стандартных образцов по результатам испытаний:
a – усилия и напряжения по результату испытаний каждого образца; *b* – эквивалентная долговечность материала стандартного образца
Figure 2. Schedule for calculating the equivalent durability of standard samples according to the test results:
a – efforts and stresses according to the test result of each sample; *b* – equivalent durability of the sample

Таким образом, при стандартных машинных испытаниях двух групп одинаковых образцов материала представляется возможным определить значение напряжения в момент разрушения и эквивалентное время до разрушения материала при двух существенно различных температурах (например 100 и -30 °С) и получить статистически обоснованные их средние значения для каждой из этих групп.

Имея их, можно на основе уравнения (2а) долговечности составить два уравнения с использованием полученных средних значений для обеих групп стандартных образцов:

$$\sigma_{1\text{cp}} = \frac{U_0}{\gamma} - \frac{k \cdot T_1}{\gamma \cdot \lg e} \cdot (\lg \tau_{1\text{cp}} - \lg \tau_0); \quad (26)$$

$$\sigma_{2\text{cp}} = \frac{U_0}{\gamma} - \frac{k \cdot T_2}{\gamma \cdot \lg e} \cdot (\lg \tau_{2\text{cp}} - \lg \tau_0). \quad (2в)$$

При решении этой системы уравнений определены формулы для численных значений энергии активации U_0 материала в джоулях и единичной долговечности материала τ_0 в виде

$$\lg \tau_0 = \frac{\gamma \cdot \lg e \cdot (\sigma_{1\text{cp}} - \sigma_{2\text{cp}}) + k \cdot (T_1 \cdot \lg \tau_{1\text{cp}} - T_2 \cdot \lg \tau_{2\text{cp}})}{k \cdot (T_1 - T_2)}, \quad (3а)$$

$$U_0 = \gamma \left(\sigma_{2\text{cp}} + \frac{k \cdot T_2}{\gamma \cdot \lg e} \cdot (\lg \tau_{2\text{cp}} - \lg \tau_0) \right). \quad (3б)$$

Отметим, что при этом для получения параметров диаграммы долговечности любого материала требуется не более одной недели, а не многие месяцы или даже годы!!!

В качестве теоретической основы для решения рассматриваемой задачи создания метода адекватного расчета автодорожных мостовых сооружений на выносливость примем также положение о непрерывности и необратимости процесса разрушения стандартных образцов материалов, не имеющих надрезов, под воздействием на них разных уровней напряжений, установленное Бейли и подтвержденное фундаментальными исследованиями С.Н. Журкова и его сотрудников.

В [7; 15] С.Н. Журковым с сотрудниками рассмотрены также сложные особенности прогнозирования разрушения материалов, имеющих надрезы. Применительно к автодорожным мостовым сооружениям они не актуальны, так как в зонах элементов этих сооружений с максимально возможными напряжениями не допускается наличие различного рода концентраторов напряжений.

Необратимость и непрерывность процесса разрушения материалов без надрезов С.Н. Журковым была доказана при сравнении результатов двух режимов загрузки: в первом из них производилось загрузку постоянным во времени напряжением σ и определялась долговечность τ (время от начала загрузки до разрушения материала), а во втором проводилось циклическое загрузку импульсами прямоугольной формы с тем же уровнем напряжений длительностью Δt .

При сравнении результатов испытания при этих разных режимах загрузки было установлено (для алюминия и оргстекла), что в пределах разброса общее время разрушения при циклическом действии нагрузки, независимо от длительности импульса, равно долговечности материала, определяемой при статических испытаниях, то есть $\tau = \sum \Delta t$.

Это позволило С.Н. Журкову принять допущение о том, что тело, находящееся под произвольным законом нагружения, непрерывно и необратимо разрушается в соответствии с характером действующего напряжения. Под действием малых напряжений разрушения накапливаются медленно, при высоких напряжениях происходят значительно быстрее. Постепенно процесс накопления разрушений приводит в некоторый момент времени к полному разрушению.

Если напряжение σ действовало в течение момента времени Δt , а общая долговечность при этом напряжении τ , то произойдет относительное уменьшение долговечности на $\Delta t / \tau$.

В течение следующего периода Δt_2 действия той же нагрузки произойдет новое сокращение долговечности на $\Delta t_2 / \tau$.

Полное разрушение наступит тогда, когда сумма относительных уменьшений долговечности станет равной единице, то есть когда

$$\int_0^{t_{\text{calc}}} \frac{dt}{\tau(\sigma(t), T)} = 1. \quad (4)$$

Соотношение (4), полученное из условия необратимости разрушения материала С.Н. Журковым и еще раньше Бейли, позволяет предсказать долговечность материала в конструкции при любом режиме загрузки, если известна зависимость (1), из результатов испытаний.

Представим закон изменения напряжений в наиболее напряженном элементе пролетного строения с пролетом L при прохождении по нему транспортных средств со скоростью v в следующем, вполне реальном, виде

$$\sigma(t) = \sigma_{\text{min}} + \left(\frac{\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}}}{2} \right) \times \left(1 - \cos \frac{2\pi vt}{L} \right), \quad (5)$$

где σ_{max} – напряжение в элементе пролетного строения от совместного действия собственного веса, общего и местного действия временной нагрузки с общей массой M ; σ_{min} – напряжение в том же элементе пролетного строения от действия собственного его веса.

Зависимость (5) позволяет моделировать закон изменения напряжений в элементе конструкции в зависимости от длины пролетного строения и скорости движения транспортного средства при известных размерах элементов пролетного строения, общей массы транспортного средства и погонном весе пролетного строения.

Так, при пропуске с одинаковой скоростью по пролетному строению транспортных средств с различными общими массами, вызывающими максимальные напряжения 42, 36, 30 и 24 МПа при напряжении от собственного веса 14 МПа, закон изменения напряжений будет иметь вид, представленный на рис. 3.

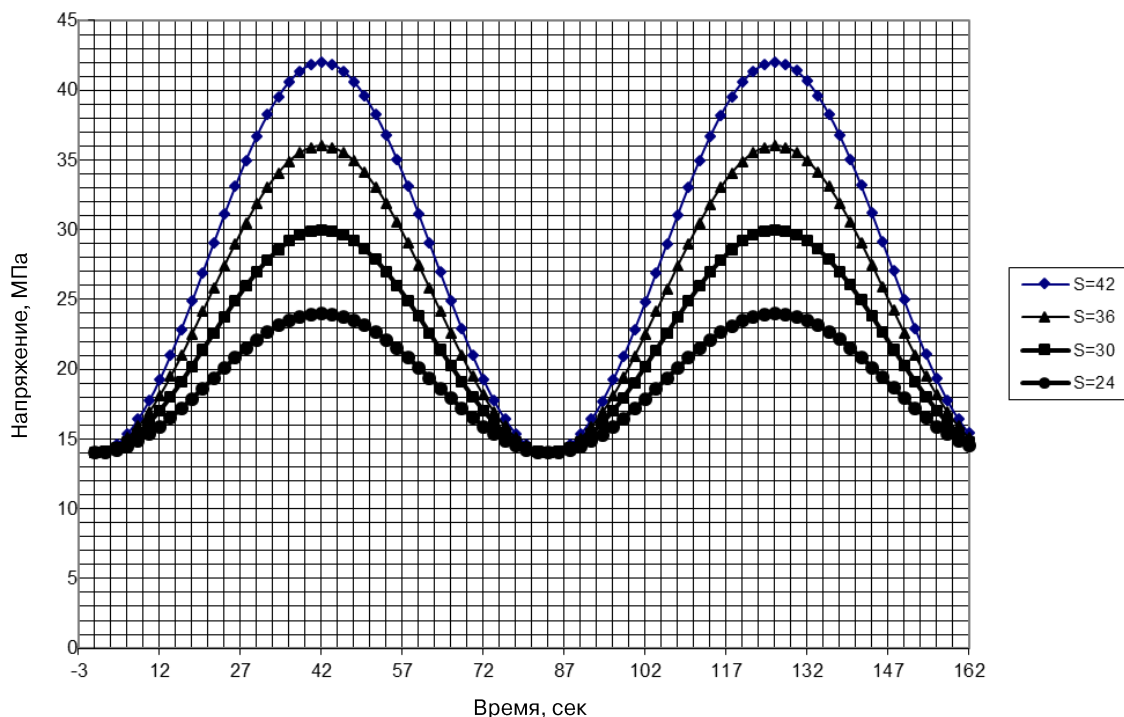


Рис. 3. Изменение напряжений в элементе от транспортных средств с различными общими массами
Figure 3. Change in stresses in the element from vehicles with different total masses

При пропуске по пролетному строению транспортных средств, вызывающими максимальные напряжения 42 МПа при напряжении от собственного веса 14 МПа с разными скоростями, закон изменения напряжений будет иметь вид, представленный на рис. 4.

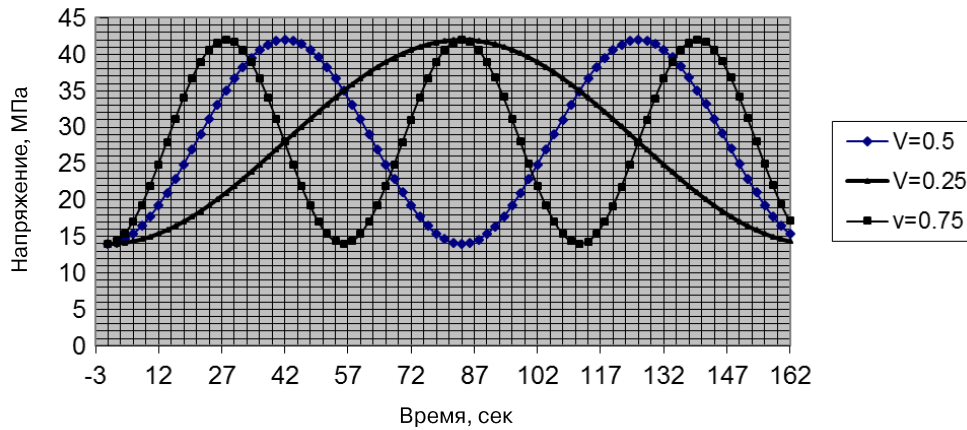


Рис. 4. Зависимость напряжений от скорости движения
Figure 4. Dependence of stresses on the speed of movement

Разные законы напряжений в рассчитываемом элементе на выносливость по-разному влияют на сокращение долговечности материала.

Влияние всех разнообразных факторов на сокращение долговечности материала в конструкции от воздействия режимов нагружения пролетного строения представляется возможным учесть с помощью формулы (1) долговечности материала и интеграла Бейли.

Так, относительное сокращение долговечности материала в конструкции за любой период ее эксплуатации при известных или прогнозируемых режимах ее загрузки в течение этого периода представляется возможным вычислить по формуле с использованием интеграла Бейли:

$$\xi = \sum_{i=1}^n \int_0^{t_{\text{calc}}} \frac{dt}{\tau(\sigma(t), T)}. \quad (6)$$

В этой формуле производится суммирование воздействий транспортных средств различных групп на сокращение долговечности материала в конструкции при возникновении различных законов изменения напряжений.

В случае если по формуле (6) вычислено относительное сокращение долговечности за один год эксплуатации, то при условии, что в последующие годы режим эксплуатации будет аналогичен, представляется возможным вычислить ориентировочный остаточный срок службы мостового сооружения по условию выносливости материала по формуле

$$R_T = \frac{0,9 - \xi}{\xi}. \quad (7)$$

Для реализации изложенной методики требуется проведение ограниченного объема экспериментальных исследований для определения параметров U_0 и τ_0 для применяемых в мостостроении конструкционных материалов.

Заключение

С учетом установленной академиком АН СССР С.Н. Журковым зависимости долговечности конструкционных материалов от уровня действующих в них постоянных напряжений и абсолютной их температуры предложен экономически целесообразный способ определения неизвестных параметров этой зависимости для любых конструкционных материалов. Он не требует длительных испытаний материалов, а основан на использовании результатов кратковременных стандартных машинных разрушений двух групп стандартных образцов материала при двух существенно различных их температурах и использовании системы двух уравнений на основе полученной формулы (2а) для диаграммы долговечности любого конструкционных материала.

Показано, что при использовании результатов испытаний и интегрального критерия Бейли суммирования потерь долговечности материалов представляется возможным выполнить достоверный расчет на выносливость элементов автодорожных мостовых сооружений из любых конструкционных материалов и определить остаточный ресурс долговечности сооружения при прогнозируемом последующем режиме его загрузки реальной временной нагрузкой.

Продемонстрировано, что использование в формуле (1) С.Н. Журкова полученных параметров материала при определении потери долговечности конструкции из этого материала с использованием интеграла Бейли, то есть при расчете на выносливость конструкции, при прогнозируемом воздействии реальных вертикальных нормативных нагрузок и собственного веса пролетного строения представляется возможным вычислить за прошедший срок службы сооружения потерю его долговечности по формуле (6), то есть выполнить строгий расчет на усталость конструкции за прошедший срок эксплуатации.

Если по формуле (6) вычислено относительное сокращение долговечности за один год эксплуатации, возможно вычислить ориентировочный остаточный срок службы мостового сооружения по условию выносливости материала по формуле (7), принимая во внимание, что в последующие годы режим эксплуатации будет аналогичен.

Для реализации предложенной методики расчета элементов мостовых сооружений на выносливость требуется постановка научно-исследовательской работы с целью обоснования параметров диаграммы долговечности материалов под воздействием постоянных напряжений различного уровня.

Список литературы

1. Журков С.Н., Назрулаев В.Н. Временная зависимость прочности твердых тел // Журнал технической физики. 1953. Т. 23. № 10. С. 1677.
2. Журков С.Н., Санфирова Т.П. Температурно-временная зависимость прочности чистых металлов // Доклады Академии наук СССР. 1955. Т. 101. С. 237.
3. Журков С.Н., Аббасов С.А. Температурная и временная зависимость прочности полимерных волокон // Высокомолекулярные соединения. 1961. № 3. С. 441–449.
4. Журков С.Н. Некоторые проблемы прочности твердого тела: сборник статей, посвященных восьмидесятилетию акад. АН УССР Н.Н. Давиденкова. М.: Изд-во АН СССР, 1959. С. 68.
5. Бехетин В.М., Журков С.Н. Временная и температурная зависимость прочности твердых тел // Проблемы прочности. 1971. № 2. С. 39.
6. Журков С.Н. Дилатонный механизм прочности твердых тел // Физика твердого тела. 1983. Т. 25. № 10. С. 3119.
7. Журков С.Н., Куксенко В.С., Петров В.А. Принципы кинетического подхода к прогнозированию разрушения // Теоретическая и прикладная механика разрушения. 1984. Т. 1. № 3. С. 271.
8. Журков С.Н. Кинетическая концепция прочности твердых тел // Международный журнал переломов. 1984. Т. 26. № 4. С. 295.
9. Zhurkov S.N., Abasov S.A. The temperature and the time dependence of the strength of polymer yarns // Polymer science. Series A. 1999. Vol. 41. No. 12. Pp. 1276–1282.
10. Zhurkov S.N., Eronko S.B., Chmel A. Temperature-time dependence of the radiation resistance of transparent solids // Soviet Physics, Solid State. 1980. Vol. 22. No. 10. P. 1776.
11. Бартенев Г.М. Временная и температурная зависимость прочности твердых тел // Известия АН СССР. ОТН. 1955. Т. 9. С. 53.
12. Бартенев Г.М., Брюханова Л.С. Влияние межмолекулярного взаимодействия, поперечного сшивания и температуры на разрушение и временную зависимость прочности каучукоподобных полимеров // Журнал технической физики. 1958. Т. 28. № 2. С. 287.
13. Панишин Б.И., Бартенев Г.М., Финогонов Г.Н. Прочность пластмасс при повторных нагрузках // Пластические массы. 1960. № 11. С. 47.
14. Саламахин П.М. Временная зависимость несущей способности конструкций из стеклопластиков при разных режимах загрузки // Информационный выпуск трудов ВИКА имени В.В. Куйбышева. 1962. № 3. С. 1–32.
15. Журков С.Н., Куксенко В.С., Петров В.А. Физические основы прогнозирования механического разрушения // Доклады Академии наук СССР. 1981. Т. 259. № 6. С. 1350

References

1. Zhurkov S.N., Narzullaev B.N. Time dependence of the strength of solids. *Journal of Applied Mechanics and Technical Physics*. 1953;23(10):1677. (In Russ.)
2. Zhurkov S.N., Sanfirova T.P. Temperature-time dependence of the strength of pure metals. *Doklady Akademii Nauk*. 1955;101(2):237. (In Russ.)

3. Zhurkov S.N., Abbasov S.A. Temperature and time dependence of the strength of polymer fibers. *High-Molecular Compounds*. 1961;(3):441–449. (In Russ.)
4. Zhurkov S.N. *Some problems of solid strength: Collection of articles dedicated to the eightieth anniversary of Academician of the Academy of Sciences of the USSR N.N. Davidenkov*. Moscow: Academy of Sciences of the USSR Publ.; 1959. p. 68. (In Russ.)
5. Bekhtin V.M., Zhurkov S.N. Time and temperature dependence of the strength of solids. *Strength Problems*. 1971;(2):39. (In Russ.)
6. Zhurkov S.N. Dilaton mechanism of strength of solid bodies. *Physics of a Solid Body*. 1983;25(10):3119. (In Russ.)
7. Zhurkov S.N., Kuksenko V.S., Petrov V.A. Principles of the kinetic approach to the prediction of destruction. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*. 1984;1(3):271. (In Russ.)
8. Zhurkov S.N. Kinetic concept of the strength of solid bodies. *International Journal of Fractures*. 1984;26(4):295. (In Russ.)
9. Zhurkov S.N., Abbasov S.A. The temperature and the time dependence of the strength of polymer yarns. *Polymer Science. Series A*. 1999;41(12):1276–1282.
10. Zhurkov S.N., Eronko S.B., Chmel A. Temperature-time dependence of the radiation resistance of transparent solids. *Soviet Physics, Solid State*. 1980;22(10):1776.
11. Bartenev G.M. The time and temperature relationship of the strength of solids. *Izvestiya Akademii Nauk SSSR. Otdelenie Tekhnicheskikh Nauk*. 1955;9:53. (In Russ.)
12. Bartenev G.M., Bryukhanova L.S. Effect of intermolecular interaction, cross-linking, and temperature on the fracture and time dependence of the strength of rubber-like polymers. *Zhurnal Tekhnicheskoy Fiziki*. 1958(2):287. (In Russ.)
13. Panshin B.I., Bartenev G.M., Finogenov G.N. The strength of plastics under repeated loads. *Plasticheskie Massy*. 1960;(11):47. (In Russ.)
14. Salamakhin P.M. Time dependence of the load-bearing capacity of fiberglass structures under different loading modes. *Informational Issue of the Proceedings of the Kuibyshev Military Engineering Red Banner Academy*. 1962;(3):1–32. (In Russ.)
15. Zhurkov S.N., Kuksenko V.S., Petrov V.A. Physical bases of prediction of mechanical failure. *Doklady Akademii Nauk*. 1981;259(6):1350. (In Russ.)



DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-3-228-247

УДК 69.059.4

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Устойчивость против опрокидывания в практике проектирования высотных зданий

О.В. Иноземцева^{1*}, В.К. Иноземцев², Г.Р. Муртазина²

¹ООО «КБ «СмартПроект»», Российская Федерация, 105082, Москва, ул. Большая Почтовая, д. 26В, стр. 2

²Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А., Российская Федерация, 410054, Саратов, ул. Политехническая, д. 77

*olga.inozemtseva@yandex.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 4 февраля 2021 г.

Доработана: 10 апреля 2021 г.

Принята к публикации: 15 мая 2021 г.

Аннотация. Исследуется устойчивость системы «высотный объект – грунтовое основание». В практике проектирования актуальна оценка запаса устойчивости против опрокидывания высотного здания с учетом нескольких видов нелинейности деформирования его грунтового основания. Эта задача может быть решена с использованием методов нелинейной строительной механики. Для решения нелинейных задач устойчивости против опрокидывания рассмотрены несколько методов: 1) деформационный, позволяющий проследить состояния равновесия систем с геометрической и конструктивной нелинейностью; 2) линеаризации нелинейных уравнений и прослеживания состояний равновесия систем со статической и конструктивной нелинейностью; 3) линеаризации нелинейных физических соотношений системы с конструктивной нелинейностью на базе нелинейной инкрементальной строительной механики; 4) прослеживания истории процесса деформирования физически нелинейного основания с учетом развития зон разгрузки и конструктивной нелинейности. Каждым из перечисленных методов решен модельный пример. В примерах рассматривается устойчивость высотных объектов опрокидывания при действии ветровой нагрузки. Учитывается нелинейный характер задачи, в том числе геометрическая, физическая и конструктивная нелинейность. В общем виде задача устойчивости высотного объекта против опрокидывания может быть представлена многократно нелинейной с различными видами нелинейности. В связи с этим в практике проектирования высотных зданий необходимо дальнейшее научно и методическое обоснование методов оценки запаса устойчивости против опрокидывания с учетом нелинейных факторов. Учет этих факторов позволит сделать более точными оценки устойчивости высотного объекта против опрокидывания.

Ключевые слова: высотные здания, ветровая нагрузка, геометрическая нелинейность, физическая нелинейность, конструктивная нелинейность, устойчивость, опрокидывание

Для цитирования

Иноземцева О.В., Иноземцев В.К., Муртазина Г.Р. Устойчивость против опрокидывания в практике проектирования высотных зданий // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 3. С. 228–247. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-228-247>

Иноземцева Ольга Вячеславовна, ведущий конструктор, кандидат технических наук.

Иноземцев Вячеслав Константинович, профессор, кафедра «Строительные материалы, конструкции и технологии», доктор технических наук; eLIBRARY SPIN-код: 8384-7039.

Муртазина Гульсем Расимовна, аспирант, кафедра «Строительные материалы, конструкции и технологии»; eLIBRARY SPIN-код: 2225-0830.

© Иноземцева О.В., Иноземцев В.К., Муртазина Г.Р., 2021

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

Roll-over stability as a problem of high-rise buildings' designing

Olga V. Inozemtseva^{1*}, Vyacheslav K. Inozemtsev², Gulsem R. Murtazina²

¹Construction Bureau "SmartProekt", 26B Bolshaya Pochtovaya St, bldg. 2, Moscow, 105082, Russian Federation

²Saratov State Technical University named after Yu.A. Gagarin, 77 Politekhnicheskaya St, Saratov, 410054, Russian Federation

*olga.inozemtseva@yandex.ru

Article history

Received: February 4, 2021

Revised: April 10, 2021

Accepted: May 15, 2021

Abstract. Roll-over stability of tall buildings under wind loads is considered. The nonlinear nature of the problem is taken into account, including geometric, physical, and structural non-linearity. The problem is solved on the base of a system of linearized incremental equations of structural mechanics that describes the behavior of a system "tall building – foundation soil". Several methods are examined for solving nonlinear problems of roll-over stability, specifically: 1) deformation method of systems' equilibrium states' tracing; 2) method of linearization of nonlinear equations and systems' equilibrium states' tracing; 3) method of linearization of nonlinear physical relations of a systems with constructive, static, geometric nonlinearity; 4) method of linearization of nonlinear physical relations of a system with constructive nonlinearity based on nonlinear incremental structural mechanics; 5) method of the deformation process tracing for a physically nonlinear soil base, given the increase of discharge zones and constructive nonlinearity. Each of these methods is used to solve a model task. These tasks take into account roll-over stability of high structures under action of wind loads. In general, the problem of roll-over stability of a high object can be represented as repeatedly nonlinear one with various types of non-linearity. In this regard, in the practice of high-rise buildings' designing, it is necessary to develop scientifically and methodically substantiated methods of assessing roll-over stability, considering non-linear factors. Taking these factors into account will make it possible to assess the roll-over stability of a high-rise object more accurate.

Keywords: high-rise buildings, wind load, geometric non-linearity, physical non-linearity, structural non-linearity, stability, rollover

For citation

Inozemtseva O.V., Inozemtsev V.K., Murtazina G.R. Roll-over stability as a problem of high-rise buildings' designing. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(3):228–247. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-228-247>

Введение

Рассматриваются высотные здания на участках проектируемого строительства в Москве, оцениваемых как потенциально опасные в отношении проявления карстовых процессов. Особенность данных высотных зданий и их фундаментных конструкций связана с возможностью опрокидывания под воздействием ветрового давления.

Согласно «Схематической карте инженерно-геологического районирования Москвы по степени опасности проявления карстово-суффозионных процессов», справочным данным, данным изысканий и в соответствии с «Инструкцией по проектированию зданий и сооружений в районах Москвы с проявлением карстово-суффозионных процессов», многие участки проектируемого строительства оцениваются как потенциально опасные в отношении проявления карстовых процессов (рис. 1, 2).

Примером организации, проектирующей высотные здания на участках территории Москвы с проявлением карстовых процессов, является ООО «КБ "СмартПроект"». Комплекс таких зданий «Квартал Headliner» строится в ЦАО Москвы в районе Мукомольного проезда. Несущие конструкции высотных зданий запроектированы на фундаменте, представляющем собой монолитную железобетонную фундаментную плиту, опирающуюся на свайное основание с различными параметрами конструктивных элементов:

- материал фундаментной плиты – бетон класса В45 W8 F150;
- толщина фундаментной плиты может изменяться от 2000 до 2500 мм;

Olga V. Inozemtseva, leading designer, Candidate of Technical Sciences.

Vyacheslav K. Inozemtsev, Professor, Department of Building Materials, Structures and Technologies, Doctor of Technical Sciences; eLIBRARY SPIN-code: 8384-7039.

Gulsem R. Murtazina, postgraduate student, Department of Building Materials, Structures and Technologies; eLIBRARY SPIN-code: 2225-0830.

- свайное основание представляет равномерное свайное поле из буронабивных свай-стоек Ø800 мм;
- материал свай – бетон В30 W8 F150;
- заложение свай глубокое с опорой и передачей нагрузок от здания на скальные породы.

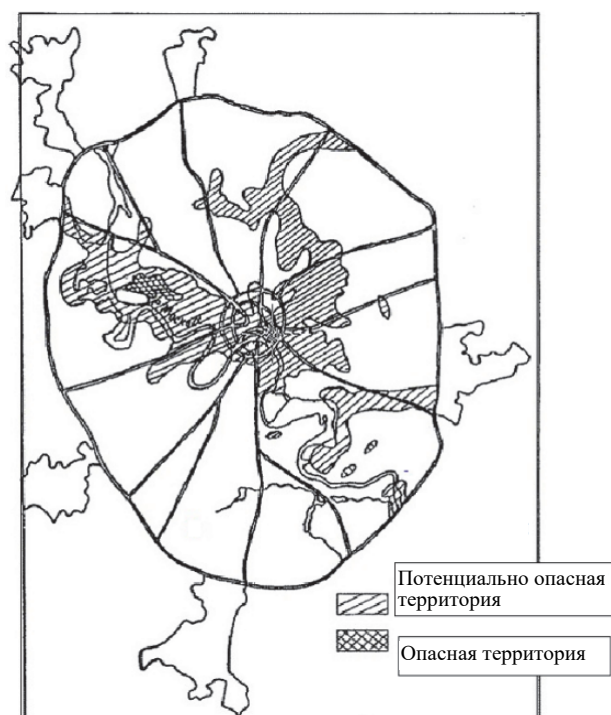


Рис. 1. Участки проектируемого строительства в Москве, оцениваемые как потенциально опасные в отношении проявления карстовых процессов

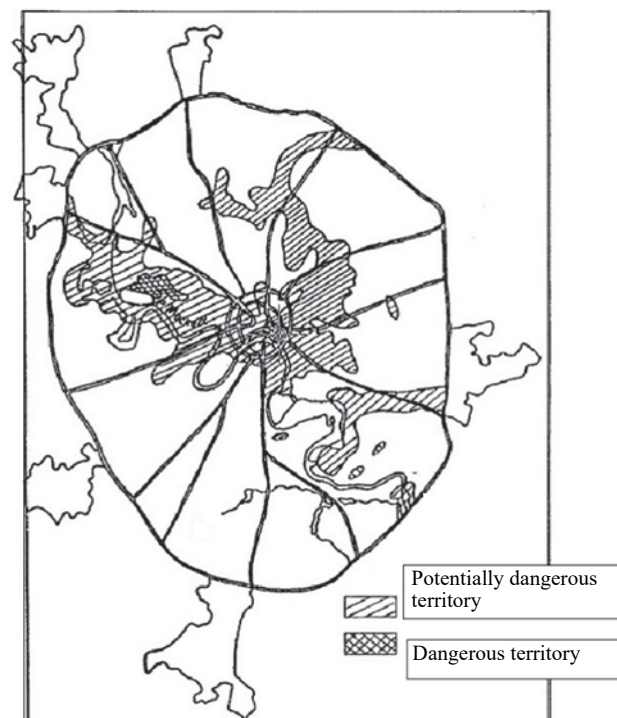


Figure 1. Areas of planned construction in Moscow, assessed as dangerous and potentially dangerous in relation to karst processes

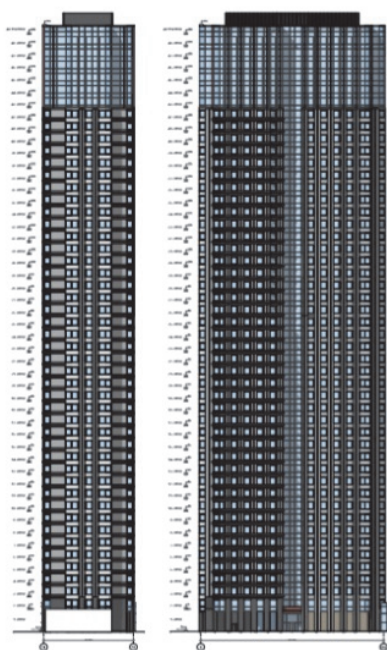


Рис. 2. Высотные здания и участки проектируемого строительства в Москве, оцениваемые как потенциально опасные в отношении проявления карстовых процессов

Figure 2. High-rise buildings and areas of planned construction in Moscow, assessed as dangerous and potentially dangerous in relation to karst processes

Для плитно-свайного фундамента принимается следующее конструктивное решение:

– сваи не заходят в фундаментную плиту (согласно п. 6.11.17 СП 22.13330.2011, «узел сопряжения свай с ростверком должен предусматривать возможность их выскальзывания, чтобы исключить дополнительное нагружение основания и конструкций сооружения зависающими сваями, находящимися на участке образовавшегося провала под фундаментом»);

– головы свай объединяются армированной бетонной подготовкой 160 мм.

Основной нагрузкой для высотного здания, представляющей опасность в отношении потери состояния равновесия и опрокидывания, является горизонтальная ветровая нагрузка. Очевидно, что такая опасность актуальна для высотного здания или сооружения башенного типа, которые склонны к опрокидыванию. При прохождении экспертизы проектной документации для этих зданий требуется оценка запаса устойчивости против опрокидывания.

Ранее задача устойчивости против опрокидывания решалась в [1–5]. В общем виде эта задача может быть отнесена к классу задач устойчивости с односторонними связями, основу аналитической статистики для таких систем заложили авторы [6–8]. В [9] рассматривалась проблема устойчивости против опрокидывания высотного сооружения на одностороннем упругом основании, в которой определены границы областей устойчивости высотного сооружения, вычисленные по различным критериям. Проблемы проектирования высотных зданий рассмотрены в [10–15], проблемы взаимодействия систем с основанием – в [16–18].

Актуальность исследования

Очевидно, что после потери устойчивости строго вертикального положения равновесия возможность опрокидывания сооружения связана с потерей равновесного состояния. При этом, согласно п. В.9 СП 63.13330.2018, при расчете устойчивости положения конструкции высотной части здания принимаются как жесткое недеформированное тело, абсолютно жестким при этом принимается и основание.

На рис. 3, *a* вертикальная и горизонтальная равнодействующие сил, действующих на объект с высоко расположенным центром тяжести (точка *C*), создают удерживающий $M_{уд}$ и опрокидывающий $M_{опр}$ моменты относительно ребра возможного опрокидывания C_0 .

$$k = \frac{M_{уд}}{M_{опр}}, \quad (1)$$

где k – коэффициент устойчивости положения, или устойчивости против опрокидывания.

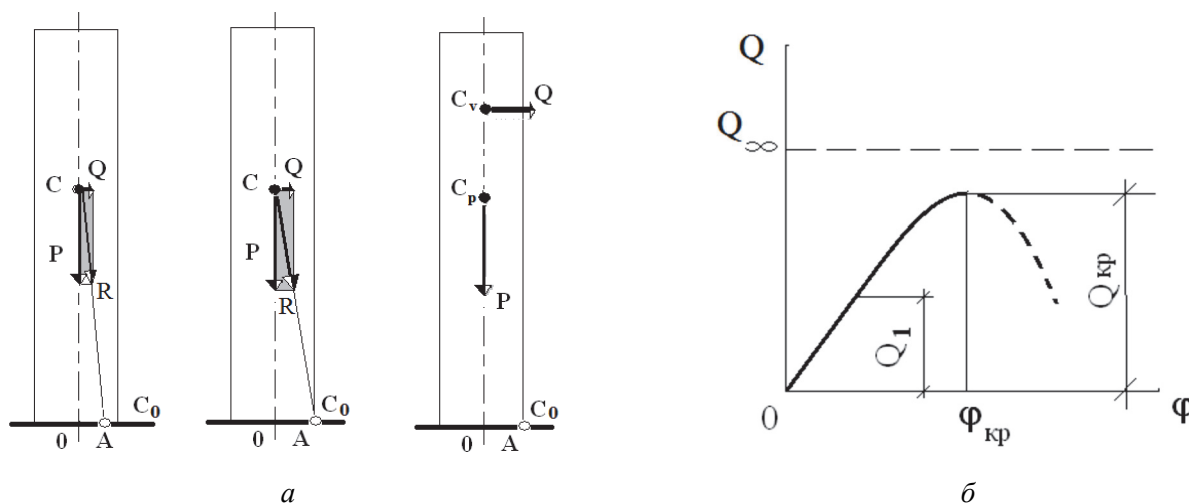


Рис. 3. Расчетная схема высотного объекта (*a*) и график зависимости равнодействующей ветрового давления и угла поворота вертикальной оси высотного объекта (*б*)

Figure 3. Design scheme of a high-rise object (*a*) and plot of the dependence of the resultant wind pressure and the angle of rotation of the vertical axis of a high-rise object (*b*)

В практике проектирования потерю равновесного состояния при опрокидывании высотного сооружения обычно называют потерей устойчивости положения. Этот критерий для задач опрокидывания высотных зданий и сооружений в проектной практике используется до настоящего времени.

Другая расчетная схема данной задачи была предложена в 1934–1936 гг. Г. Крамером и Н.П. Павлюком [1; 2], а несколько позже и Я.Б. Львиным [3; 4]. В ней рассматривается деформируемое основание и показано, что устойчивость против опрокидывания связана со значением бифуркационной критической нагрузки $P_{кр}$. Г. Крамер и Н.П. Павлюк предложили принимать в качестве коэффициента устойчивости отношение

$$k = \frac{cJ}{Pl} = \frac{P_{кр}}{P}, \quad (2)$$

где c – коэффициент жесткости основания; J – минимальный момент инерции площади подошвы фундаментной плиты относительно центральной оси; l – высота положения центра сил тяжести; P – равнодействующая сил тяжести; $P_{кр}$ – критическая нагрузка.

При формулировании нелинейной задачи устойчивости свободно стоящий на упругом основании высотный объект получил количественную оценку общей устойчивости в случае, когда горизонтальные силы отсутствуют.

Для высотных зданий главным характерным признаком задачи устойчивости против опрокидывания является присутствие горизонтальной нагрузки, обычно это равнодействующая ветрового давления. В этом случае коэффициент устойчивости против опрокидывания определяется нелинейным уравнением, связывающим угол поворота вертикальной оси здания φ и горизонтальную (ветровую) нагрузку Q (рис. 3, б).

$$Q = \frac{P}{h} \left(\frac{a}{2} - \frac{1}{3} \sqrt{\frac{2P}{bc\varphi} - \varphi l} \right), \quad (3)$$

где h – высота положения равнодействующей ветрового давления; a и b – размеры фундаментной плиты.

Нелинейный характер последовательности возможных состояний равновесия здания при постепенном увеличении горизонтальной силы и угла φ , отражает изменение физических условий взаимодействия фундамента с основанием. При отрыве подошвы фундамента от основания момент распределения сил реакции основания перестает быть пропорциональным углу наклона оси здания. Такой вид нелинейности носит название конструктивной нелинейности. Максимум кривой определяет наибольшее значение горизонтальной силы, при котором еще возможно равновесие здания $Q = Q_{кр}$. Коэффициент устойчивости против опрокидывания здесь определяется отношением критического значения равнодействующей ветровой нагрузки $Q_{кр}$ к фактически действующей равнодействующей ветровой нагрузке Q : $k = Q_{кр} / Q$.

Это позволило существенно уточнить коэффициент устойчивости положения k . В книге Я.Г. Пановко [5] отмечается, что уточненный коэффициент k с использованием (3) в два раза ниже, чем определенный по (1) для абсолютно жесткого основания. Согласно с этим выводом Я.Г. Пановко и авторы книги об устойчивости равновесия конструкций А.В. Перельмутер и В.И. Сливкер [9].

Приведенный критерий устойчивости против опрокидывания высотного здания направлен на выявление собственно момента опрокидывания. Однако его использование в практике проектирования имеет ограничение. Это склонность проектировщиков в большей мере ориентироваться на рекомендации СНиП и СП, предоставляющие большую убедительность при прохождении экспертизы проекта. В СП 22.13330.2016 для оценки давления на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента используются формулы сопротивления материалов:

«5.6.28. Краевые давления p , кПа, определяют по формулам:
при относительном эксцентриситете $e/l < 1/6$

$$P = N/A + \gamma_{mt} d \pm M/W, \quad (5.11)$$

где N – сумма вертикальных нагрузок, действующих на основание, кроме веса фундамента и грунта на его обрезах, и определяемых для случая расчета основания по деформациям, кН; A – площадь подошвы

фундамента, м; γ_{m1} – средневзвешенное значение удельных весов тела фундамента, грунта и пола, расположенных над подошвой фундамента, принимают равным 20 кН/м^3 ; d – толщина фундамента; M – момент от равнодействующей всех нагрузок, действующих по подошве фундамента, найденных с учетом заглубления фундамента в грунте и перераспределяющего влияния верхних конструкций или без этого учета, кНм; W – момент сопротивления площади подошвы фундамента, м^3 ».

Однако нелинейная задача устойчивости против опрокидывания должна решаться с использованием уравнений строительной механики. Отметим, что в рамках использования соотношений строительной механики, когда прослеживание равновесных состояний высотного здания при возрастании ветрового давления выполняется путем введения обобщенного параметра перемещений в виде угла поворота вертикальной оси зданий, приходим к классической по форме формуле сопротивления материалов для внецентренного сжатия.

На рис. 4 рассматривается расчетная схема с эпюрой давления в основании в виде трапеции. Эту эпюру можно рассматривать как эпюру отпора основания, состоящую из двух слагаемых в виде прямоугольной и треугольной эпюр. Равнодействующие давления отпора этих эпюр

$$N = abd\delta c; \quad R = c \frac{a^2 b \varphi}{2}. \quad (4)$$

Ограничение, вводимое рекомендацией п. 5.6.27 СП 22.13330.2016 как отношение большей стороны трапеции к меньшей не более 4-х (этап 3 на рис. 4, б), позволяет принять $\delta = a\varphi / 3$.

Таким образом, условие равновесия сил на вертикальную ось будет

$$N + R = c \frac{a^2 b \varphi}{3} + c \frac{a^2 b \varphi}{2} = \frac{5}{3} c \frac{a^2 b \varphi}{2} = P. \quad (5)$$

Отсюда следует, что угол поворота оси высотного здания, соответствующий рекомендациям СНиП,

$$\varphi = \frac{6P}{5ca^2b} \text{ или } \varphi = \frac{3\varphi_1}{5}, \quad (6)$$

где φ_1 – угол поворота вертикальной оси высотного здания, после которого развитие деформаций крена носит нелинейный характер.

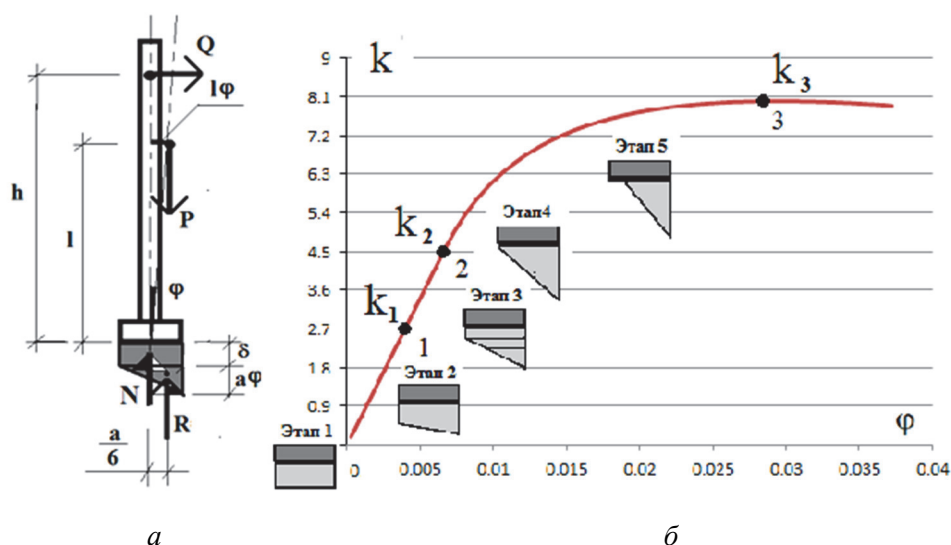


Рис. 4. Этапы изменения эпюры отпора основания
Figure 4. Stages of changing the rebuff plot of the foundation soil

Покажем здесь, что ветровая нагрузка вызывает значительную неравномерность эпюры давления, которая ограничена рекомендацией СП 22.13330.2016, используемые соотношения строительной механики сводятся к формуле 5.11 данного СП.

В соотношениях строительной механики рассматривается эпюра отпора основания в форме трапеции, которая при записи уравнений равновесия представляется как сумма двух составляющих, представленных в форме прямоугольника и треугольника (рис. 4). Равнодействующая отпора N вычисляется с использованием коэффициент постели основания c [kH/m^3]:

$$N = abc\delta, \quad (7)$$

где a и b – геометрические размеры фундаментной плиты в плане; δ – равномерная в плане осадка фундаментной плиты.

Согласно п. 5.6.27 СП 22.13330.2016, размеры фундаментов рекомендуется назначать такими, чтобы эпюра давлений была трапециевидной, с отношением краевых давлений $p_{\min}/p_{\max} \geq 0,25$. Принимая $p_{\min}/p_{\max} = 0,25$, величину равномерной в плане фундаментной плиты осадки δ получим в виде $\delta = a\varphi/3$, в условиях линейного деформирования сжатия основания эпюру давления отпора основания представим как сумму

$$\sigma = \sigma_N \pm \sigma_M, \quad (8)$$

где σ_N – давление отпора, представленное в уравнениях равновесия равнодействующей N :

$$\sigma_N = \frac{N}{ab} = \frac{N}{A}; \quad (9)$$

σ_M – давление отпора, представленное в уравнениях равновесия равнодействующей R :

$$M_{\text{уд}} = Qh = R \frac{a}{6} = \sigma_M W. \quad (10)$$

Суммируя полученные выражения для эпюр давления отпора, получим обычные соотношения сопротивления материалов для внецентренного сжатия:

$$\sigma = \sigma_N \pm \sigma_M = \frac{N}{A} \pm \frac{M_{\text{уд}}}{W}. \quad (11)$$

Таким образом, в рамках использования соотношений строительной механики путем введения обобщенного параметра перемещений в виде угла поворота вертикальной оси зданий приходим к классической по форме формуле сопротивления материалов для внецентренного сжатия.

Здесь может возникнуть вопрос: почему в выполняемых расчетах не используется формула (11)? Это обусловлено тем, что при прослеживании равновесных состояний высотного здания в условиях возрастания ветровой нагрузки равновесные состояния описываются на этапах линейного и нелинейного деформирования системы «фундаментная плита – основание» в виде зависимости (графика) между равнодействующей ветрового давления и обобщенным параметром – углом поворота оси здания (рис. 4, а). Однако если потребуются вычислить эпюры давления на третьем этапе деформирования системы «фундаментная плита – основание», это можно сделать, используя формулу (11).

График на рис. 4, б показывает характер зависимости отношения (коэффициента k) величины равнодействующей ветрового давления на высотное здание к равнодействующей ветрового давления, принятой в проектных данных. Рассматривая историю развития деформаций крена высотного здания под действием ветрового давления, получим соответствующие этапы изменения эпюры давления подошвы фундаментной конструкции на основании:

Этап 1 – прямоугольная эпюра давления при отсутствии ветровой нагрузки.

Этап 2 – воздействие ветровой нагрузки приводит к эпюре давления в форме трапеции.

Этап 3 – ветровая нагрузка вызывает значительную неравномерность эпюры давления, которая ограничена рекомендацией СП 22.13330.2016: отношение большей стороны трапеции к меньшей не более 4-х.

Этап 4 – предельная величина ветрового давления, начиная с которой нарушается контакт подошвы фундаментной конструкции с грунтовым основанием, то есть появляется отрыв фундаментной конструкции от оснований.

Этап 5 – дальнейшее увеличение ветровой нагрузки вызывает развитие зоны отрыва подошвы фундамента, процесс развития деформаций крена высотного здания становится нелинейным, что свойственно задачам устойчивости. Такой вид нелинейности называется конструктивной нелинейностью. Пятый этап заканчивается опрокидыванием здания.

Из графика на рис. 4, б следует, что коэффициент k_1 , полученный в соответствии с рекомендациями СП 22.13330.2016, не связан с потерей равновесных состояний высотного здания при опрокидывании, критерием для определения которой является коэффициент запаса k_3 .

Таким образом, необходимо вопрос об устойчивости против опрокидывания высотного объекта рассматривать с учетом конструктивной нелинейности с позиций методов строительной механики. В приложении В о методах расчета устойчивости СП 63.13330.2018 рекомендуется: «В.13. Расчет конструктивных систем производят методами строительной механики. При этом в общем случае применяют метод конечных элементов, метод конечных разностей и другие численные методы».

Цель настоящего исследования – применение методов строительной механики для построения модели для системы «высотный объект – основание». При этом предлагаются результаты решения задач устойчивости такой системы с учетом различных видов нелинейности, таких как конструктивная, геометрическая статическая и физическая нелинейности.

Методы

Методы исследования основаны на классических методах строительной механики для решения нелинейных задач.

1. *Деформационный метод прослеживания состояний равновесия и оценки устойчивости против опрокидывания системы с геометрической и конструктивной нелинейностями.* Рассмотрим деформационный расчет устойчивости равновесия тяжелого высотного объекта с учетом геометрической и конструктивной нелинейностей, порождаемых частичным отрывом подошвы фундаментной плиты при развитии деформаций крена высотного объекта.

В качестве примера примем: $H = 210$ м; $H_c = 100$ м; $a = 9$ м; $b = 66$ м; $k_0 = 3000$ кН/м³; $\varphi_0 = 5 \cdot 10^{-4}$ рад.

В условиях отсутствия явления отрыва подошвы фундаментной при трапецидальной форме эпюры реакции отпора реализуется конструктивно линейное равновесное состояние (рис. 5, а):

$$R_0 = \frac{1}{2} k_0 U_0 a b \cos(\varphi); \quad R_a = \frac{1}{2} k_0 U_a a b \cos(\varphi). \quad (12)$$

Условия равновесия высотного объекта будут иметь вид

$$R_0 + R_a = P; \quad \frac{k_0 a}{2} (U_a - U_0) \cos^2(\varphi) = \frac{6P}{a} H (\sin(\varphi) + \sin(\varphi_0)). \quad (13)$$

Начальное конструктивно нелинейное равновесное состояние возникает при треугольной форме эпюры реакции отпора (рис. 3, б). Соответствующая начальному равновесному состоянию величина нагрузки P_1 , угол поворота вертикальной оси φ_1 :

$$R_0 = 0; \quad R_a = P_1; \quad P_1 = \frac{k_0 a^2 b}{2} \cos(\varphi_1) \sin(\varphi_1). \quad (14)$$

$$\cos(\varphi_1) \sin(\varphi_1) = \frac{2P_1}{k_0 a^2 b}. \quad (15)$$

Условия равновесия высотного объекта будут иметь вид

$$\frac{aP_1}{6} \cos(\varphi_1) = P_1 H (\sin(\varphi_1) + \sin(\varphi_0)). \quad (16)$$

Развитие конструктивно нелинейного равновесного состояния связано с уменьшением εb – площади контакта фундаментной плиты с несущим слоем основания (рис. 5, в). В этом случае

$$a \geq \varepsilon; \quad R_c = P; \quad P = \frac{k_0 \varepsilon^2 b}{2} \cos(\varphi) \sin(\varphi); \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{2P}{k_0 b \cos(\varphi) \sin(\varphi)}}; \quad (17)$$

$$\frac{3a - 2\varepsilon}{6} \frac{k_0 \varepsilon^2 b}{2} \cos^2(\varphi) \sin(\varphi) = PH (\sin(\varphi) + \sin(\varphi_0)); \quad (18)$$

$$P = (3a - 2\varepsilon) \frac{k_0 \varepsilon^2 b}{12H} \cos^2(\varphi) \frac{\sin(\varphi)}{(\sin(\varphi) + \sin(\varphi_0))}. \quad (19)$$

Реакция основания строится на базе модели местных деформаций (модели Винклера) (рис. 6).

При учете геометрической нелинейности равновесного состояния, характеризующегося соотношением $\varepsilon < a$, эпюра отпора основания двухзначная, что не соответствует принятой модели грунта. В принятой модели грунта предполагается, что на растяжение грунт не работает. В этом случае при увеличении нагрузки площадь контакта фундаментной плиты и основания становится переменной (рис. 6, б). Проследить изменение равновесного состояния с конструктивной нелинейностью можно, начиная с уровня нагрузки, при котором вертикальное перемещение $U_0 = 0$. Перемещение U_a определяется выражением

$$U_a = \frac{6H_c}{k\varepsilon(3a - 2\varepsilon)b \cos^2(\varphi)} \frac{P}{(\sin(\varphi) + \sin(\varphi_0))} + \frac{P}{k\varepsilon \cos(\varphi)}. \quad (20)$$

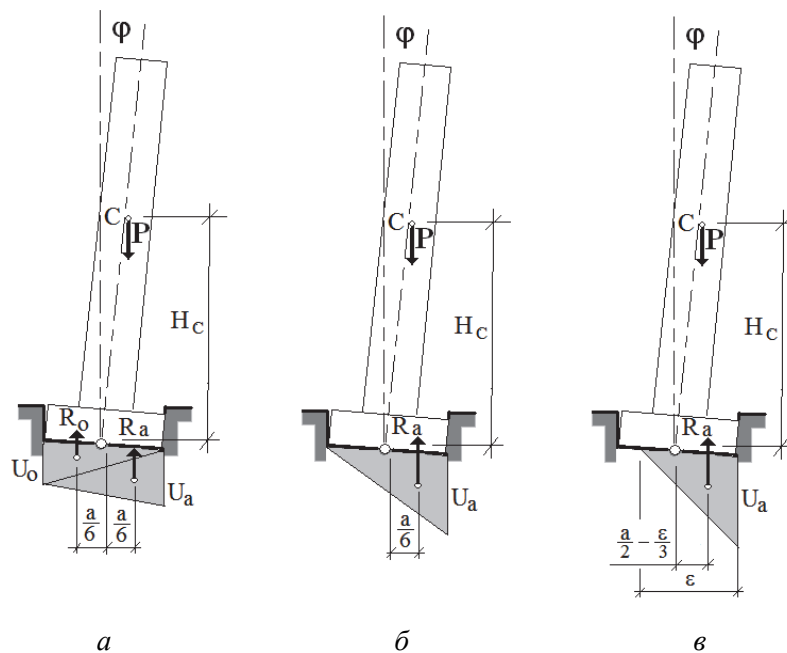


Рис. 5. Расчетная схема развития конструктивной нелинейности основания
Figure 5. Calculation scheme of the increase of structural nonlinearity of the soil base

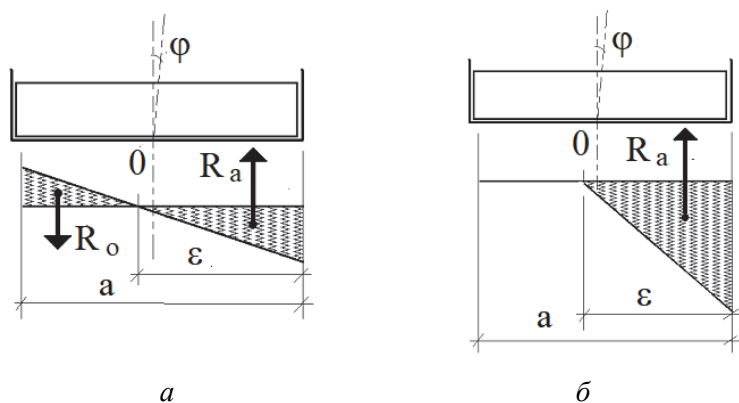


Рис. 6. Реакция основания на базе модели местных деформаций (модели Винклера)
Figure 6. Reaction of the soil base on the basis of the model of local deformations (Winkler model)

На рис. 7 показаны графики вертикальных перемещений U_0 U_a . График 1 соответствует геометрически нелинейной задаче, график 2 – геометрически и конструктивно нелинейной задаче, график 3 – зависимость U_0 от угла поворота оси высотного объекта, обращение в ноль графика U_0 показывает начало отрыва подошвы фундамента от поверхности основания (точка 4). Развитие конструктивной нелинейности начинается при значении $U_0 \leq 0$. Учет конструктивной нелинейности (график 2) показывает снижение вертикального перемещения U_a по сравнению с геометрически нелинейной задачей.

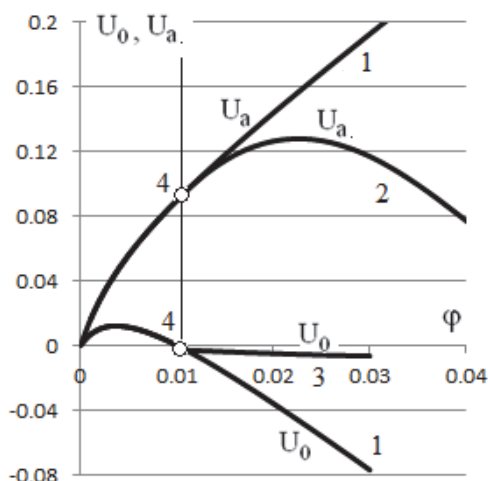


Рис. 7. Графики перемещений с геометрической и конструктивной нелинейностью
Figure 7. Displacements graphs of the system that is characterized with geometric and constructive nonlinearity

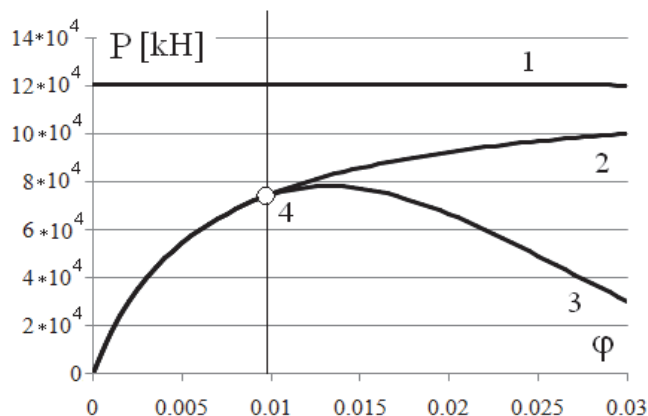


Рис. 8. Графики зависимости нагрузки от угла поворота оси высотного объекта с учетом геометрической и конструктивной нелинейности
Figure 8. Graphs of the dependence “load – axis of a high-rise object’s angle of rotation”, taking into account geometric and structural nonlinearity

На рис. 8 показаны графики зависимости нагрузки от угла поворота оси высотного объекта. График 1 – бифуркационная критическая при отсутствии начального эксцентриситета $\phi_0 = 0$, график 2 – геометрически нелинейная задача, график 3 – соответствует геометрически и конструктивно нелинейной задаче. Графики 2 и 3 расходятся при развитии конструктивной нелинейности (точка 4). График 3 имеет предельную точку, соответствующую предельной нагрузке, при превышении которой теряется состояние равновесия высотного объекта.

Таким образом, общая устойчивость высотного объекта снижается с $12 \cdot 10^4$ до $8 \cdot 10^4$ [кН] при учете конструктивной нелинейности.

2. Метод линеаризации нелинейных уравнений и прослеживания состояний равновесия с оценкой бифуркационной устойчивости и устойчивости против опрокидывания линеаризованной системы «высотный объект – деформируемая фундаментная плита – основание» со статической и конструктивной нелинейностями. Рассмотрим деформирование и бифуркационную устойчивость высотной системы, определяемую критической нагрузкой приведенной в (2) (рис. 9).

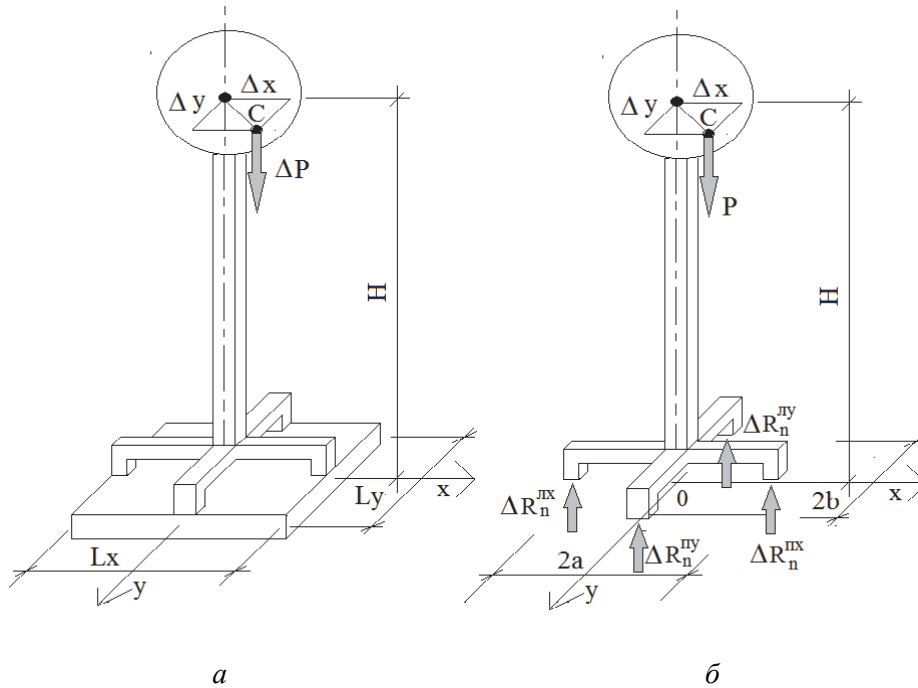


Рис. 9. Расчетная схема системы «высотный объект – фундаментная плита – основание»
Figure 9. Calculation scheme of the system “high-rise object – foundation plate – soil base”

Дифференциальные уравнения такой системы, записанные в линеаризованном виде в приращениях:

$$D\nabla^4 \Delta W(x, y) + k \Delta W(x, y) = \Delta q(\Delta W, W, \Delta P, P), \quad (21)$$

где D – цилиндрическая жесткость фундаментной плиты; $\Delta W(x, y)$ – приращение вертикальных перемещений в возмущенном состоянии равновесия; k – коэффициент постели основания; Δq – приращение нагрузки на фундаментную плиту под опорами сооружения; P – равнодействующая веса сооружения в центре сил тяжести.

Граничные условия для свободных краев плиты ($x = 0$; $y = 0$;) имеют вид

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 \Delta W}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 \Delta W}{\partial y^2} &= 0; & \frac{\partial^3 \Delta W}{\partial x^3} + (2 - \mu) \frac{\partial^3 \Delta W}{\partial x \partial y^2} &= 0; \\ \frac{\partial^2 \Delta W}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 \Delta W}{\partial x^2} &= 0; & \frac{\partial^3 \Delta W}{\partial y^3} + (2 - \mu) \frac{\partial^3 \Delta W}{\partial y \partial x^2} &= 0. \end{aligned} \quad (22)$$

Приращения реактивных сил под опорами сооружения определяются по формулам

$$\Delta R_n^{nx} = \frac{\Delta P}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{H}{2a^2} (W^{nx} - W^{ny}) \right) + P \frac{H}{2a^2} (\Delta W^{nx} - \Delta W^{ny});$$

$$\Delta R_n^{yx} = \frac{\Delta P}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{H}{2a^2} (W^{nx} - W^{ny}) \right) - P \frac{H}{2a^2} (\Delta W^{nx} - \Delta W^{ny});$$

$$\Delta R_n^{ny} = \frac{\Delta P}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{H}{2b^2} (W^{ny} - W^{ny}) \right) + P \frac{H}{2b^2} (\Delta W^{ny} - \Delta W^{ny});$$

$$\Delta R_n^{yy} = \frac{\Delta P}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{H}{2b^2} (W^{ny} - W^{ny}) \right) - P \frac{H}{2b^2} (\Delta W^{ny} - \Delta W^{ny}). \quad (23)$$

В качестве метода сведения дифференциальных уравнений в частных производных к алгебраической системе приемем для дискретизации метод конечных разностей [19].

На рис. 10 приведены результаты расчета осадок фундаментной плиты для различных схем расположения несущих пилонов надземной части высотного объекта.

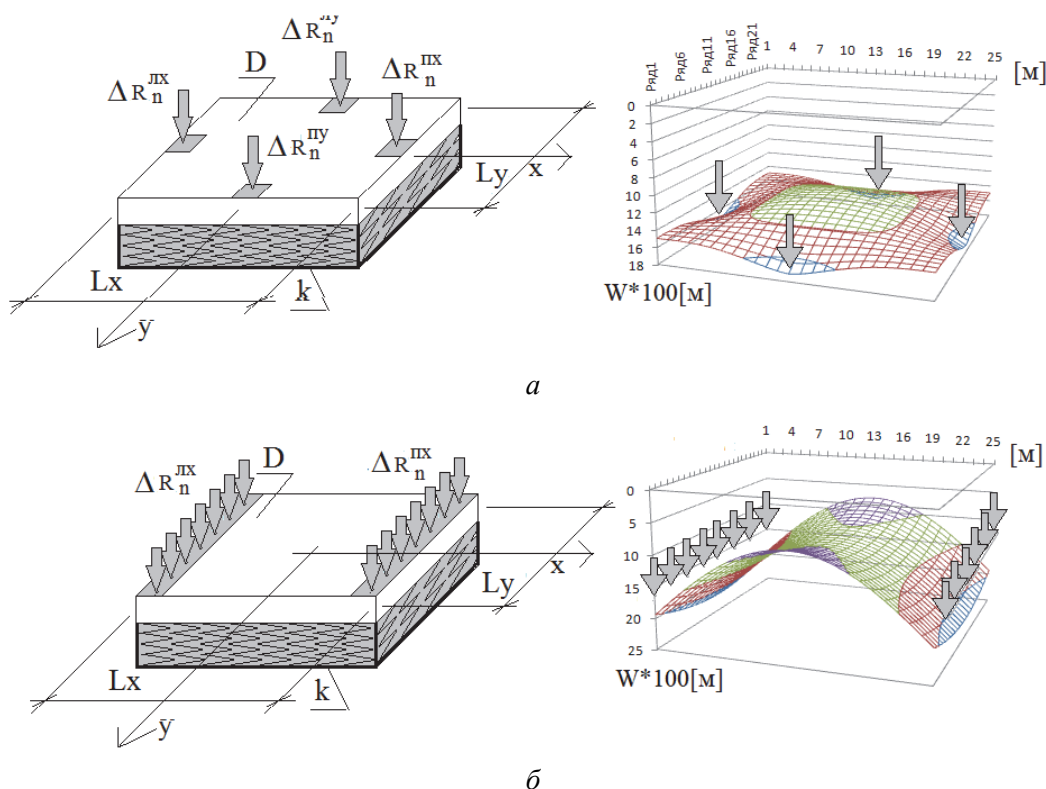


Рис. 10. Осадки фундаментной плиты для различных схем расположения несущих пилонов надземной части высотного объекта
Figure 10. Foundation plate displacements for various positions of load-bearing pylons of the aboveground part of a high-rise object

Для схемы на рис. 10, *a* приведем результаты расчета общей устойчивости высотного объекта с начальным несовершенством в виде эксцентриситета центра сил тяжести x , равном 0,025 м. Другие параметры приемем в соответствии с обозначениями рис. 9: $H = 60$ м, $Lx = Ly = 24$ м, $k = 10$ МН/м³, $D = 75 \cdot 10^4$ кНм². Толщину фундаментной плиты приемем достаточно большой для того чтобы считать ее по жесткостным характеристикам близкой к недеформируемой. Это позволит тестировать результат расчета, сравнивая критическую нагрузку, полученную численно с аналитическим решением [1; 2]. Аналитическое решение дает значение критической нагрузки, равное 4608 МН.

На рис. 11, *a* показаны графики приращений вертикальных перемещений под левой и правой опорами сооружения. При приближении параметра нагрузки P к критическому значению, совпадающему с аналитическим решением, нарастают горизонтальные перемещения центра сил тяжести и, соответственно, деформации крена сооружения. На рис. 11, *б* показана эпюра осадок фундаментной при уровне нагрузки $P = 3250$ МН.

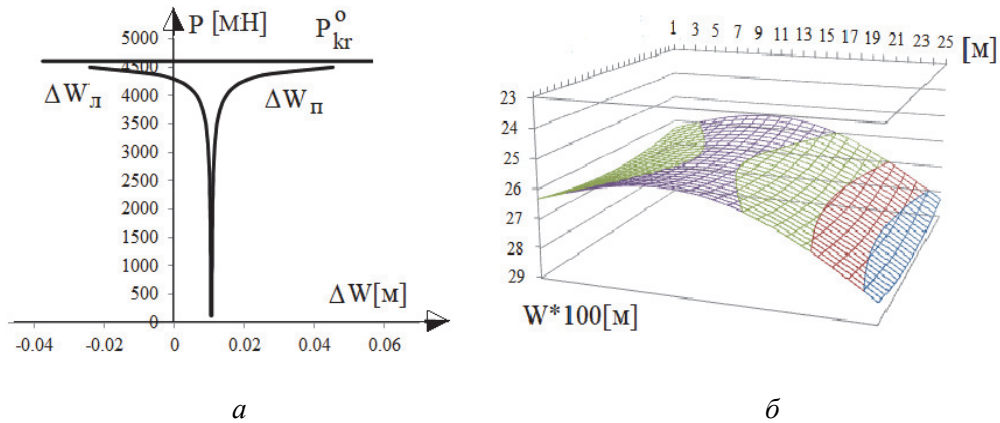


Рис. 11. Графики приращений вертикальных перемещений и развитие деформаций крена фундаментной плиты
Figure 11. Graphs of increments of vertical displacements and increase of deformations of the foundation plate

Рассмотрим модельный пример расчета системы (рис. 12, а) на устойчивость против опрокидывания при действии горизонтальной равнодействующей ветровой нагрузки V .

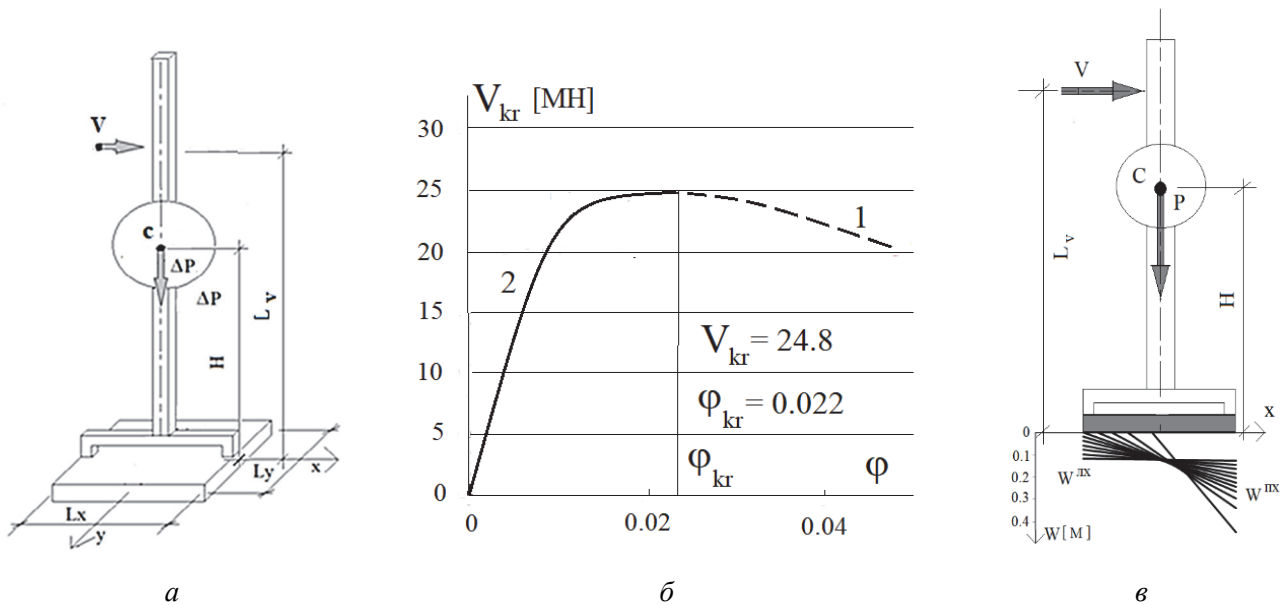


Рис. 12. Расчетные схемы высотного объекта и результаты расчета критического ветрового давления
Figure 12. Calculation scheme of a high-rise object and critical wind pressure

Для этой расчетной схемы выражения для опорных реакций на этапе воздействия ветрового давления

$$\Delta R_n^{nx} = \frac{\Delta P}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{H}{2a^2} (W^{nx} - W^{лч}) \right) + P \frac{H}{2a^2} (\Delta W^{nx} - \Delta W^{лч}) + \frac{\Delta V L_V}{L_X};$$

$$\Delta R_n^{nx} = \frac{\Delta P}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{H}{2a^2} (W^{nx} - W^{лч}) \right) - P \frac{H}{2a^2} (\Delta W^{nx} - \Delta W^{лч}) - \frac{\Delta V L_V}{L_X}, \quad (24)$$

где ΔV – приращение равнодействующей ветровой нагрузки.

Результаты численного расчета сравним с аналитическим решением, предложенным для этой задачи в [5] и рассмотренным ранее.

Для этого сравнения примем соотношения размеров прямоугольной в плане фундаментной плиты близкими к рассмотренной ранее плоской расчетной схеме на рис. 5. Отношение сторон (Lx/Ly) будет равно 18,5. Отношение $H/Lx = 4$; $Lv/Lx = 6,6$. Отношение веса несущих конструкций сооружения к равнодействующей ветрового давления примем $P/V = 36$. Коэффициент постели основания – 10 МН/м^3 . Отношение изгибной жесткости фундаментной плиты к жесткости основания примем достаточно большим для сравнения численного расчета с аналитическим решением для недеформируемого сооружения.

Для решения линеаризованного уравнения устойчивости используем в качестве метода дискретизации метод конечных разностей. Количество узлов сетки в направлении короткой стороны b примем 5, вдоль длинной стороны a – 75.

Расчет выполнялся в два этапа. Первый этап – нагружение сооружения вертикальной нагрузкой веса несущих конструкций до уровня $P = 700 \text{ МН}$. Второй этап – нагружение сооружения равнодействующей ветровой нагрузки V до потери равновесного состояния при постоянном значении силы P .

Результаты сравнения показывают достоверность численного расчета и хорошее совпадение с результатами аналитического решения (рис. 12, б). На этом рис. 12, б показаны графики зависимости равнодействующей ветрового давления от угла поворота вертикальной оси сооружения. График 1 показывает аналитическое решение, график 2 – численное решение. На рис. 12, в показано развитие конструктивной нелинейности в связи с отрывом фундаментной плиты от основания. Расчет позволяет проследить процесс деформирования основания и развитие осадок фундаментной плиты до опрокидывания сооружения в момент потери равновесного состояния.

3. Метод линеаризации нелинейных физических соотношений грунтовой среды основания с конструктивной нелинейностью на базе нелинейной инкрементальной строительной механики для расчета высотного объекта против опрокидывания. Существенным недостатком при использовании описанных подходов к оценке устойчивости против опрокидывания высотного здания является применение модели линейно деформируемой среды основания. Рассмотрим основание с физической нелинейностью. В этом случае в приращениях записываются не только уравнения равновесия, но и физические уравнения. Такая запись уравнений предполагает использование соотношений инкрементальной строительной механики [20].

Инкрементальные физические соотношения получаются как дифференциал Гаюи уравнений в обозначениях, принятых в [20]:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_x &= (\lambda_c \Delta\theta + 2\mu_c \Delta\varepsilon_x) + (\Delta\lambda_c \theta + 2\Delta\mu_c \varepsilon_x), \\ \Delta\sigma_y &= (\lambda_c \Delta\theta + 2\mu_c \Delta\varepsilon_y) + (\Delta\lambda_c \theta + 2\Delta\mu_c \varepsilon_y), \\ \Delta\sigma_z &= (\lambda_c \Delta\theta + 2\mu_c \Delta\varepsilon_z) + (\Delta\lambda_c \theta + 2\Delta\mu_c \varepsilon_z), \\ \Delta\tau_{xy} &= \mu_c \Delta\gamma_{xy} + \Delta\mu_c \gamma_{xy}, \\ \Delta\tau_{yz} &= \mu_c \Delta\gamma_{yz} + \Delta\mu_c \gamma_{yz}, \\ \Delta\tau_{zx} &= \mu_c \Delta\gamma_{zx} + \Delta\mu_c \gamma_{zx},\end{aligned}\tag{25}$$

где $\theta = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$;

$$\lambda_c = \frac{E_c \nu_c}{(1 - 2\nu_c)(1 + \nu_c)}; \quad \mu_c = \frac{E_c}{2(1 + \nu_c)}; \quad \nu_c = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{E_c}{E} (1 - 2\nu_0) \right); \tag{26}$$

$E_c = \sigma_i / \varepsilon_i$ – секущий модуль диаграммы деформирования; σ_i – интенсивность напряжений; ε_i – интенсивность деформаций. Коэффициент Пуассона для нелинейно деформируемого материала, E и ν_0 – начальный модуль упругости и коэффициент Пуассона.

Уравнения являются линейными относительно приращений деформаций. Приращения $\Delta\lambda_c$, $\Delta\mu_c$ получаются в результате возмущения параметров λ_c , μ_c :

$$\Delta\lambda_c = \frac{d\lambda_c}{dE_c} \Delta E_c = \frac{d\lambda_c}{dE_c} (E_k - E_c) \frac{\Delta\varepsilon_i}{\varepsilon_i}; \quad \Delta\mu_c = \frac{d\mu_c}{dE_c} \Delta E_c = \frac{d\mu_c}{dE_c} (E_k - E_c) \frac{\Delta\varepsilon_i}{\varepsilon_i}, \quad (27)$$

где $\Delta E_c = (E_k - E_c) \frac{\Delta\varepsilon_i}{\varepsilon_i}$; $E_k = d\sigma_i / d\varepsilon_i$ – касательный модуль.

Диаграмма деформирования физически нелинейной грунтовой среды основания может быть представлена экспоненциальной зависимостью

$$E_c = \sigma_i / e_i = \frac{\alpha}{e_i} \left(1 - \exp\left(-\frac{e_i}{\beta}\right) \right) + \gamma, \quad (28)$$

где α , β , γ – экспериментальные коэффициенты, характеризующие траекторию нагружения грунта. Так, значения коэффициентов примем: $\alpha = (E_0 - \gamma)\beta$; $\beta = 0,05$; $\gamma = 0,05E_0$; $E_0 = 70$ МПа.

Основание представляется нелинейно деформируемым трехмерным слоем толщиной H , расположенным на жестком подстилающем основании. Этот слой будем назвать несущим. В этом случае приращения вертикальных перемещений

$$\Delta w(x, y, z) = \Delta W(x, y) \psi(z); \quad (29)$$

Модель нелинейно деформируемого основания построим на базе вариационного метода [21]. Используя вариационный принцип, получим уравнения возможных работ:

$$\int_0^H \frac{\partial \Delta \tau_{zx}}{\partial x} \psi(z) dz - \int_0^H \Delta \sigma_z \psi'(z) dz + \int_0^H \frac{\partial \Delta \tau_{zy}}{\partial y} \psi(z) dz = - \int_0^H \Delta q(x, y) \psi(z) dz, \quad (30)$$

где H_0 – мощность несущего слоя.

Инкрементальное уравнение деформирования высотного объекта на фундаментной плите, взаимодействующей с нелинейно деформируемым неоднородным основанием, будет иметь вид

$$D\nabla^4 \Delta W + c \Delta W - a \nabla^2 \Delta W - b_1 \frac{\partial \Delta W}{\partial x} - b_2 \frac{\partial \Delta W}{\partial y} = \Delta q(\Delta W, W, \Delta P, P), \quad (31)$$

где коэффициенты определяются следующим образом:

$$a = \int_0^H \mu_1 E_k \psi^2 dF; \quad c = \int_0^H (\lambda_1 + 2\mu_1) E_k (\psi')^2 dF;$$

$$b_1 = \int_0^H \psi^2 \frac{\partial}{\partial x} (\mu_1 E_k) dF; \quad b_2 = \int_0^H \psi^2 \frac{\partial}{\partial y} (\mu_1 E_k) dF;$$

$$\nu_c = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{E_c}{E} (1 - 2\nu_0) \right); \quad \lambda_1 = \frac{\nu_c}{(1 - 2\nu_c)(1 + \nu_c)}; \quad \lambda_2 = -\frac{1}{2(1 + \nu_c)^2}; \quad \mu_1 = \frac{1}{2(1 + \nu_c)}; \quad \mu_2 = \frac{3}{4(1 + \nu_c)^2}.$$

Рассматривая в примере, представленном на рис. 12, грунтовое основание физически нелинейным, оценим соответствующее снижение бифуркационной критической нагрузки общей устойчивости. На рис. 13 представлены результаты расчета для линейно (график 1) и нелинейно (график 2) деформируемого основания. График 3 показывает снижение определителя (\det) линейризованного уравнения бифуркационной устойчивости. На графиках развития осадок $W(P)$ сооружения отмечены точки бифуркации Б1 и Б2, соответствующие критическому значению уровня нагружения P . Процесс деформирования системы «сооружение – основание» после прохождения точек бифуркации становится неустойчивым.

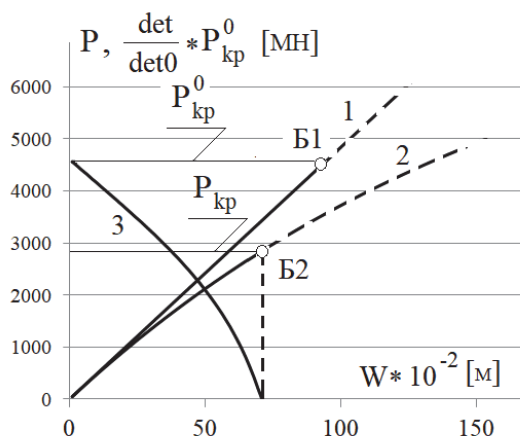


Рис. 13. Результаты расчета для линейно (график 1) и нелинейно (график 2) деформируемого основания бифуркационной критической нагрузки общей устойчивости

Figure 13. Calculation results of the bifurcation critical load for the linear (graph 1) and nonlinear (graph 2) deformable soil base

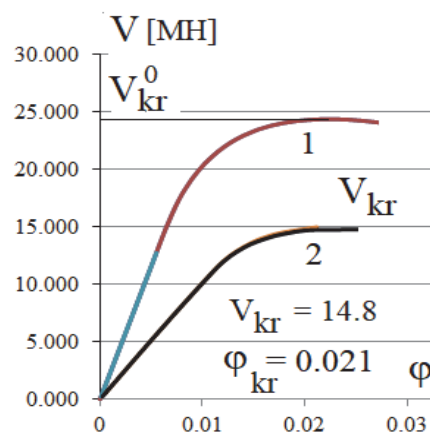


Рис. 14. Результаты расчета для линейно (график 1) и нелинейно (график 2) деформируемого основания критической ветровой нагрузки

Figure 14. Calculation results of the critical wind load for the linear (graph 1) and nonlinear (graph 2) deformable soil base

Рассмотрим результаты расчета устойчивости против опрокидывания на втором этапе нагружения сооружения ветровой нагрузкой при постоянном значении веса несущих конструкций $P = 700$ МН.

На рис. 14 график 1 – аналитическое решение линейно деформируемого основания, график 2 – физически нелинейное основание.

4. *Метод прослеживания истории процесса деформирования физически нелинейного основания с учетом развития зон разгрузки и конструктивной нелинейности.* Особенностью второго этапа нагружения является начало разгрузки основания с наветренной стороны сооружения. Учет разгрузки и разгрузочных модулей в настоящее время востребован в связи со строительством тяжелых высотных зданий в глубоких котлованах и при циклическом нагружении. Результаты многочисленных испытаний грунтов, выполненных в том числе в лаборатории прикладной геомеханики МГСУ, показали, что модуль разгрузки в несколько раз превышает модуль нагрузки, включая и начальный модуль. Известно, что в диапазоне нагружения до 500 КПа, связь между напряжениями и деформациями на графике разгрузки можно рассматривать как упругую. При этом модуль разгрузки в 5–10 раз превышает модуль нагрузки и в большей степени характеризует упругое поведение грунтов [22]. Примем при учете разгрузки основания модуль разгрузки в 10 раз превышающим модуль нагружения.

Представим результаты расчета напряженно-деформированного состояния основания под левой и правой опорами сооружения. На рис. 15 график 1 соответствует 1-му этапу нагружения основания весом несущих конструкций до уровня $P = 700$ МН, график 2 – 2-му этапу нагружения основания под правой опорой равнодействующей ветровой нагрузки, график 3 описывает процесс разгрузки основания под левой опорой.

В процессе поворота вертикальной оси сооружения на части поверхности основания происходит снижение давления фундаментной плиты (разгрузка), завершающееся отрывом подошвы фундаментной плиты от поверхности несущего слоя основания. Развитие этого процесса носит название конструктивной нелинейности. Учет конструктивной и физической нелинейностей деформирования грунта основания приводит к снижению устойчивости сооружения против опрокидывания. При этом эпюра давления фундаментной плиты на основание имеет три зоны: зону отрыва фундаментной плиты от основания, зону разгрузки основания, зону нагружения (рис. 16).

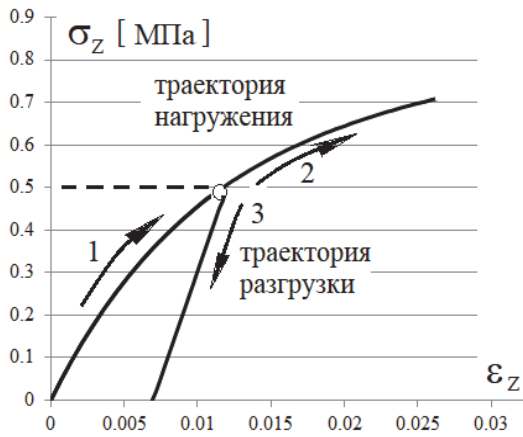


Рис. 15. Результаты расчета напряженно-деформированного состояния основания под левой и правой опорами сооружения с учетом физической и конструктивной нелинейности

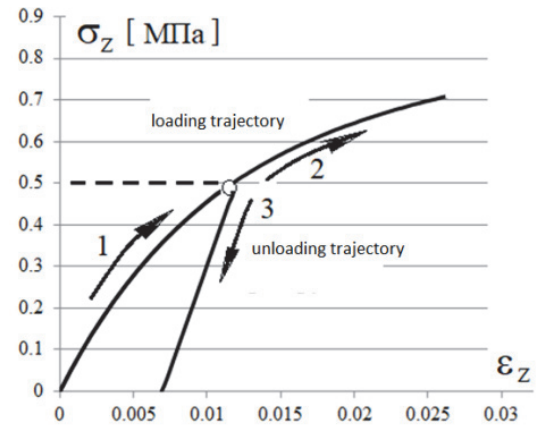


Figure 15. Calculation results of the stress-strain state of the soil base under left and right pillars of the structure, taking into account physical and structural nonlinearity

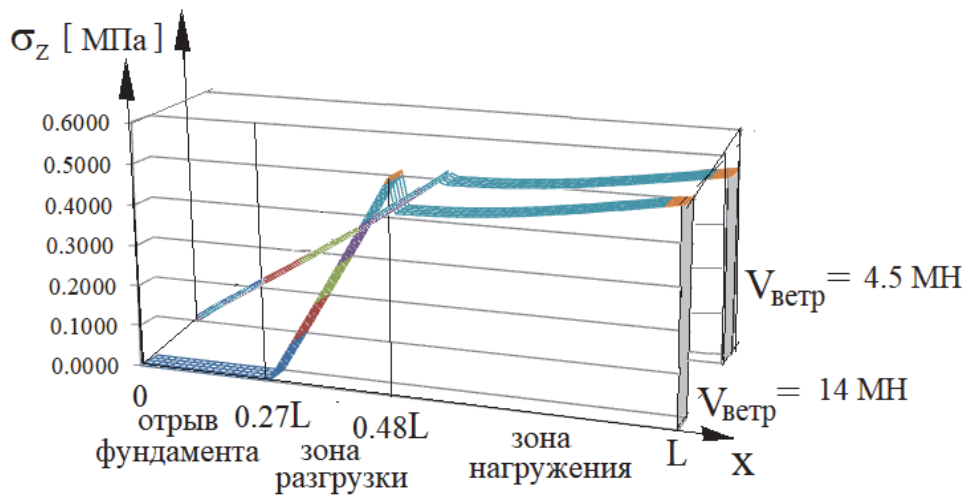


Рис. 16. Три зоны эпюры давления фундаментной плиты на основание: зона отрыва фундаментной плиты от основания, зона разгрузки основания, зона нагружения

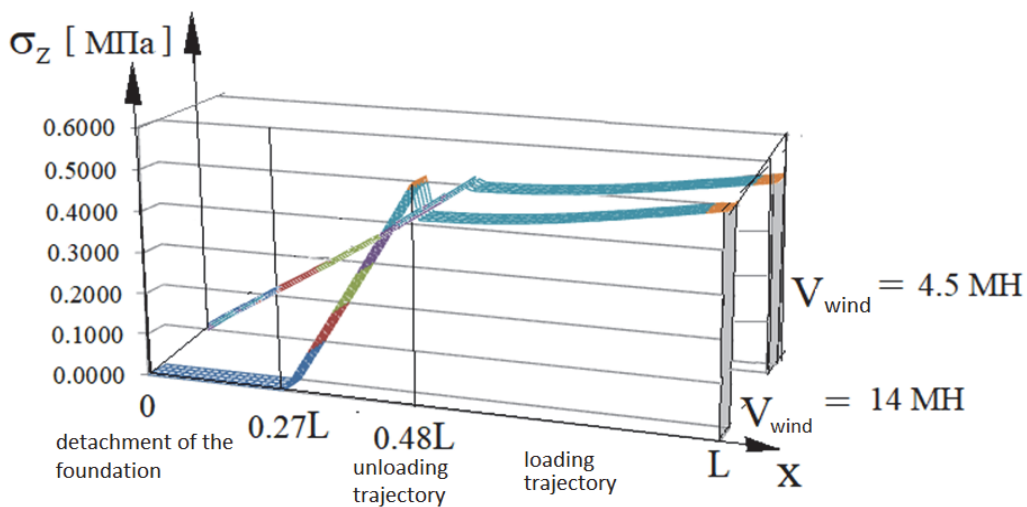


Figure 16. Three zones of pressure on the soil base: the zone of detachment of the foundation plate from the base, the zone of unloading of the base, the loading zone

Результаты и обсуждение

Рассматривая вопросы устойчивости против опрокидывания в практике проектирования высотных зданий следует отметить, что на критерий оценки коэффициента устойчивости положения, или устойчивости против опрокидывания, через сравнение удерживающего $M_{уд}$ и опрокидывающего $M_{опр}$ моментов относительно ребра возможного опрокидывания C_0 , встречаются ссылки в литературе [23]. Как отмечается в [5; 9] для тяжелых и высотных объектов этот критерий оценки устойчивости против опрокидывания дает завышенный результат. Дальнейшее уточнение оценки устойчивости против опрокидывания возможно при обращении к методам строительной механики. Анализ полученных численных результатов расчета показывает, что необходим учет нелинейного характера этой задачи устойчивости методами строительной механики. Однако их использование в практике проектирования имеет ограничение. Это склонность проектировщиков в большей мере ориентироваться на рекомендации СНиП и СП, предоставляющие большую убедительность при прохождении экспертизы проекта. Эти нормативные документы, например, ограничивают давления на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента, а также предельный крен высотного объекта. Тем не менее для оценки запаса устойчивости высотного объекта против опрокидывания необходимо выйти за рамки этих ограничений и проследить равновесные состояния высотного объекта при воздействии ветровой нагрузки вплоть до момента его опрокидывания. При этом очевидно, что при приближении к моменту опрокидывания развиваются нелинейные большие перемещения, возникает физическая нелинейность деформирования грунтовой среды основания, частичный отрыв подошвы фундамента от основания и, соответственно, конструктивная нелинейность. Учет этих факторов позволит сделать оценки устойчивости высотного объекта против опрокидывания более точными.

Заключение

В настоящее время нормы строительного проектирования основываются на использовании метода расчетных предельных состояний. В стандарте (ГОСТ 27751–2014) понятие устойчивости положения (устойчивость против опрокидывания) входит в перечень признаков групп предельных состояний конструкций. Характерной особенностью по сравнению с другими критериями предельных состояний является внезапность и часто непредсказуемость. С некоторой долей справедливости проблему устойчивости против опрокидывания можно отнести к явлениям внезапного прогрессирующего обрушения сооружения. В общем виде в результате качественного исследования поведения упругих систем при потере устойчивости рассмотренная в статье проблема решена в рамках теории катастроф [24]. Теория катастроф сосредоточила внимание исследователей на общих свойствах систем и описывает практически все типы катастроф, которые называют элементарными. Очевидно, что сами катастрофы проявляются и в строительной механике. В качестве примера приведем вертикально стоящую бесконечно жесткую стойку, нагруженную вертикальной сжимающей силой, основание которой закреплено парой упругих связей поворота в двух перпендикулярных плоскостях. Эта модель носит название Аугусти, по имени ее автора. Она детально исследована в [24]. Изучены и другие модели, которые в большей мере можно отнести к задачам технической механики, чем к строительной механике, так как строительные сооружения взаимодействуют со сложной средой грунтового основания. В связи с этим не учитываются сложные нелинейные свойства которой существенно отдаляет результаты теории катастроф от задач устойчивости сооружений, представленных в виде системы «высотный объект – грунтовое основание».

Выводы:

1. Многие участки проектируемого строительства в Москве оцениваются как потенциально опасные в отношении проявления карстовых процессов, в связи с чем для фундаментных конструкций, согласно п. 6.11.17 СП 22.13330.2011, рекомендуется, чтобы узел сопряжения свай с ростверком предусматривал возможность их выскальзывания. Таким образом, при значительных горизонтальных ветровых нагрузках и развитии деформаций крена высотного здания возможен частичный отрыв подошвы фундаментной плиты от свайного основания, приводящий к конструктивной нелинейности задачи оценки устойчивости против опрокидывания.
2. Проследивание состояний равновесия вплоть до момента опрокидывания высотного объекта приводит к развитию большого угла поворота его вертикальной оси и, соответственно, к большим перемещениям, что требует учета геометрической нелинейности. При учете физической нелинейности деформируемой грунтовой среды основания высотного здания поворот его вертикальной оси под воздействием вет-

ровой нагрузки приводит к разгрузке части основания, что наряду с физической нелинейностью влечет возникновение нелинейной неоднородности, так как разгрузка основания происходит по закону деформирования, отличающемуся от закона деформирования при нагружении.

3. В общем виде задача устойчивости высотного объекта против опрокидывания может стать многократно нелинейной с различными видами нелинейности. Для решения таких нелинейных задач строительная механика предлагает соответствующий раздел «Нелинейная инкрементальная строительная механика», позволяющий представить нелинейные уравнения задачи в инкрементальной форме в линеаризованном виде.

Список литературы

1. Павлюк Н.П. К вопросу о проверке устойчивости стенки на опрокидывание // Проект и стандарт. 1934. № 8. С. 21–26.
2. Павлюк Н.П. Устойчивость жестких стен и колонн // Труды Ленинградского института инженеров коммунального строительства. 1935. Вып. II. С. 7–26.
3. Львин Я.Б. Устойчивость жестких стен и колонн на упругом и упругопластическом основании // Инженерный сборник. 1950. Т. VII.
4. Львин Я.Б. Об устойчивости жестких стен и массивов на упругом основании при действии произвольно направленных, в том числе поворачивающихся сил // Труды Воронежского инженерно-строительного института. вып. 1950. Вып. 2.
5. Пановко Я.Г., Губанова И.И. Устойчивость и колебания упругих систем: современные концепции, ошибки и парадоксы. 3-е изд., перераб. М.: Наука, 1979. 384 с.
6. Леви-Чивита Т., Амальди У. Курс теоретической механики: в 2 т. Т. 1. Ч. 2. М., 1962.
7. Рабинович И.М. Вопросы теории статического расчета с сооружений с односторонними связями. М.: Стройиздат, 1975.
8. Schulz M., Pellegrino S. Equilibrium paths of mechanical systems with unilateral constraints. Part I. Theory // Proceeding of the Royal Society. Ser. A. 2000. Vol. 456. No 8. Pp. 2223–2242.
9. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Устойчивость равновесия конструкций и родственные проблемы: в 3 т. Т. 2. М.: СКАД СОФТ, 2011. 400 с.
10. Lago A., Trabucco D., Wood A. Damping technologies for tall buildings. Butterworth-Heinemann, 2018. 1124 p.
11. Fu F. Design and analysis of tall and complex structures. 1st ed. Butterworth-Heinemann, 2018, 318 p.
12. Rajapakse R. Construction engineering design calculations and rules of thumb. 1st ed. Butterworth-Heinemann, 2016. 474 p.
13. Yoo C., Lee S. Stability of structures. 1st ed. Butterworth-Heinemann, 2011. 536 p.
14. Kollar L., Tarjan G. Mechanics of civil engineering structures. 1st ed. Woodhead Publishing, 2020. 592 p.
15. El-Reedy M. Onshore structural design calculations. 1st ed. Butterworth-Heinemann, 2016. 456 p.
16. Sadd M.H. Elasticity: theory, application and numerics. 4th ed. Academic Press, 2020. 624 p.
17. Patel A. Geotechnical investigations and improvement of ground conditions. 1st ed. Woodhead Publishing, 2019. 209 p.
18. Ratner L.W. Non-linear theory of elasticity and optimal design. 1st ed. Elsevier Science, 2003. 279 p.
19. Коллатц Л. Задачи на собственные значения. М.: Наука, Гл. ред. физ.-мат. лит., 1978.
20. Петров В.В. Нелинейная инкрементальная строительная механика. М.: Инфра-Инженерия, 2014. 480 с.
21. Власов В.З. Избранные труды: в 3 т. Т. 3. М.: Наука, 1964. 477 с.
22. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов: монография. М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2009. 552 с.
23. Золотарева Л.А. Конструктивное проектирование: монография. Таганрог: Изд-во Южного федерального университета, 2018. 116 с.
24. Постон Т., Стюарт И. Теория катастроф и ее приложения. М.: Мир, 1980.

References

1. Pavlyuk N.P. On the question of checking the stability of the wall to overturning. *Proekt i Standart*. 1934;(8):21–26. (In Russ.)
2. Pavlyuk N.P. Stability of rigid walls and columns. *Trudy Leningradskogo Instituta Inzhenerov Kommunal'nogo Stroitel'stva*. 1935;(II):7–26. (In Russ.)
3. Levin Ya.B. Stability of rigid walls and columns on an elastic and elastoplastic foundation. *Inzhenernyj Sbornik*. 1950;VII. (In Russ.)

4. Levin Ya.B. On the stability of rigid walls and arrays on an elastic foundation under the action of arbitrarily directed, including rotating forces. *Trudy Voronezhskogo Inzhenerno-Stroitel'nogo Instituta*. 1950;(2). (In Russ.)
5. Panovko Ya.G., Gubanova I.I. *Stability and vibrations of elastic systems: modern concepts, errors and paradoxes*. 3rd ed. Moscow: Nauka Publ.; 1979. (In Russ.)
6. Levi-Civita T., Amaldi U. *Lezioni di meccanica razionale* (vol. 1, part 2). Bologna: Zanichelli; 1923.
7. Rabinovich I.M. *Questions of the theory of static analysis from structures with one-way connections*. Moscow: Stroiizdat Publ.; 1975. (In Russ.)
8. Schulz M., Pellegrino S. Equilibrium paths of mechanical systems with unilateral constraints. Part I. Theory. *Proceeding of the Royal Society. Ser. A*. 2000;456(8):2223–2242.
9. Perelmutter A.V., Slivker V.I. *Equilibrium stability of structures and related problems*. Moscow: SKAD SOFT Publ.; 2011. vol. II. (In Russ.)
10. Lago A., Trabucco D., Wood A. *Damping technologies for tall buildings*. Butterworth-Heinemann; 2018.
11. Fu F. *Design and analysis of tall and complex structures*. 1st ed. Butterworth-Heinemann; 2018.
12. Rajapakse R. *Construction engineering design calculations and rules of thumb*. 1st ed. Butterworth-Heinemann; 2016.
13. Yoo C., Lee S. *Stability of structures*. 1st ed. Butterworth-Heinemann; 2011.
14. Kollar L., Tarjan G. *Mechanics of civil engineering structures*. 1st ed. Woodhead Publishing; 2020.
15. El-Reedy M. *Onshore structural design calculations*. 1st ed. Butterworth-Heinemann; 2016.
16. Sadd M.H. *Elasticity: theory, application and numerics*. 4th ed. Academic Press; 2020.
17. Patel A. *Geotechnical investigations and improvement of ground conditions*. 1st ed. Woodhead Publishing; 2019.
18. Ratner L.W. *Non-linear theory of elasticity and optimal design*. 1st ed. Elsevier Science; 2003.
19. Collatz L. *Eigenvalue problems*. Moscow: Nauka Publ., Gl. red. fiz.-mat. lit.; 1978. (In Russ.)
20. Petrov V.V. *Non-linear incremental building mechanics*. Moscow: Infra-Inzheneriya Publ.; 2014. (In Russ.)
21. Vlasov V.Z. *Selected works*. Moscow: Nauka Publ.; 1964. vol. 3. (In Russ.)
22. Ter-Martirosyan Z.G. *Soil mechanics*. Moscow: Izd-vo Assotsiatsii stroitel'nykh vuzov Publ.; 2009. (In Russ.)
23. Zolotareva L.A. *Structural design*. Taganrog: Publishing House of the Southern Federal University; 2018. (In Russ.)
24. Poston T., Stewart I. *Catastrophe theory and its applications*. London: Pitma; 1978.



DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-3-248-260

UDC 627:624.01

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Innovation structures of very lean roller compacted concrete dams

Yury P. Lyapichev

Hydroproject Institute (Joint Stock Company), 2 Volokolamskoe Shosse, Moscow, 125993, Russian Federation

International Commission on Large Dams (ICOLD), 61 Kleber Ave., Paris, 75016, French Republic

lyapichev@mail.ru

Article history

Received: March 16, 2021

Revised: May 30, 2021

Accepted: June 5, 2021

Abstract. Over the past 20 years, rolled compacted concrete (RCC) dams have continued to be built in many countries because of their technical and economic advantages over conventional dams of vibrating concrete and embankment dams. The aim of this study is the development of new structural and technological solutions in RCC dams in order to reduce the consumption of cement and expand their use on non-rock foundations, which will allow them to successfully compete with concrete face rockfill dams. The numerical analyses of static and seismic stress-strain state (SST) of gravitational dams in roller compacted very lean concrete dams have been made, as well as their stability, strength and cost have been assessed. For rock and dense sandy-gravel foundations the most economical is the concrete face rockfill dam and symmetrical RCC dam of very lean concrete with bases (0.5–0.7) of both slopes and outer zones of conventional concrete and central zone of rockfill strengthened by cement-ash mortar. Taking into account that the cost of diversion and spillway tunnels for very lean RCC dam will be less and the construction period – shorter than for the concrete face rockfill dam, it can be concluded that variant of symmetrical RCC dam of very lean concrete is the technically and economically effective. Symmetrical RCC dams of very lean concrete with $1V/(0.5-0.7)H$ slopes have more seismic resistance and technical and economic efficiency as compared with conventional gravitational RCC dams and other types of dams. These dams up to 200 m high can be built on rock foundations and up to 100 m high – on dense sandy gravel foundations.

Keywords: very lean roller compacted concrete, dams, strengthened by cement rockfill, geomembrane, stress-strain state

For citation

Lyapichev Yu.P. Innovation structures of very lean roller compacted concrete dams. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(3):248–260. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-248-260>

Инновационные конструкции плотин из особо тощего укатанного бетона

Ю.П. Ляпичев

АО «Институт “Гидропроект”», Российская Федерация, 125993, Москва, Волоколамское шоссе, д. 2

Международная комиссия по большим плотинам (ICOLD), Французская Республика, 75016, Париж, Avenue Kleber, 612

lyapichev@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 16 марта 2021 г.

Доработана: 30 мая 2021 г.

Принята к публикации: 5 июня 2021 г.

Аннотация. В последние 20 лет плотины из укатанного бетона (УБ) продолжают строить во многих странах ввиду их технико-экономических преимуществ по сравнению с обычными плотинами из вибрированного бетона и грунтовыми плотинами. Цель исследования – разработать новые конструк-

Yury P. Lyapichev, expert for foreign projects, member of the ICOLD, Doctor of Technical Sciences, Professor; eLIBRARY SPIN-code: 3096-6362, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3750-3165>

Ляпичев Юрий Петрович, эксперт по зарубежным проектам, член Комитета СИГБ по компьютерным аспектам расчета и проектирования плотин, доктор технических наук, профессор; eLIBRARY SPIN-код: 3096-6362, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-3750-3165>

© Lyapichev Yu.P., 2021

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

тивно-технологические решения в плотинах из УБ с целью снижения расхода цемента и расширения их применения на нескальных основаниях, что позволит им успешно конкурировать с грунтовыми плотинами с экранами из железобетона. Выполнены численные расчеты статического и сейсмического напряженно-деформированного состояния гравитационных плотин из особо тощего укатанного бетона, а также оценка их устойчивости, прочности и стоимости. Наиболее экономичными для скального и плотного песчано-гравелистого оснований являются грунтовая плотина с экраном из железобетона и симметричная плотина с заложением откосов 0,5–0,7 с наружными зонами из особо тощего укатанного бетона и центральной зоной из камня, упрочненного цементно-зольным раствором. Учитывая, что стоимость отводящих и водосбросных туннелей при плотине из особо тощего укатанного бетона будет меньше, а срок строительства – короче, чем при грунтовой плотине с экраном из железобетона, можно сделать вывод о технико-экономической эффективности варианта плотины из особо тощего укатанного бетона. Плотины симметричного профиля из особо тощего укатанного бетона с заложением обоих откосов 0,5–0,7 обладают более высокой сейсмостойкостью и технико-экономической эффективностью по сравнению с обычными гравитационными плотинами из УБ и другими видами плотин. Плотины данного типа высотой до 200 м можно строить на скальных основаниях, а высотой до 100 м – на плотных песчано-гравелистых основаниях.

Ключевые слова: плотины, особо тощий укатанный бетон, упрочненный цементом камень, геомембрана, напряженно-деформированное состояние, сейсмостойкость

Для цитирования

Ляпичев Ю.П. Инновационные конструкции плотин из особо тощего укатанного бетона // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 3. С. 248–260. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-248-260>

Introduction

In most countries of the world when designing gravity dams from conventional and RCC use two main conditions of strength (M. Levy and O. Hoffman), written in the following form respectively:

$$\sigma(B) - \gamma_w H > \sigma_t; \quad (1)$$

$$d\sigma(B) / da_t > 0, \quad (2)$$

where $\sigma(B)$ – total vertical normal stress (compression with sign “–”) in point B (at the end of open crack, Figure 1, b); γ_w – density of water; H – head; σ_t – tensile strength of RCC in seams; a_t – crack length in upstream face.

In crack (opened “cold” seam) there is complete uplift water pressure and shear resistance in RCC seam is absent. The first condition (1) means that the effective normal stress in point B does not exceed the tensile strength of RCC in seams (approximately equal to cohesion) and then the AB crack does not develop (seam opening does not occur).

Equation (1) requires knowledge of stresses $\sigma(B)$, which is not determined by the equilibrium equations alone. According to the theory of eccentric compression, which is not applicable, especially for the contact section, the distribution of total vertical stresses will be linear from point B to the downstream face, i.e. in closed (work) zone of RCC seam (Figure 1, b). For this RCC dam profile and the operating loads, the stress in point B depends on coefficient α of relative depth of crack propagation ($\alpha = AB / AC$). With increase of α coefficient the moment from dam own weight relatively to point B increases, which leads to decrease of normal stress, while uplift water pressure increases, which leads to increase of normal stress. The balance between these two counteractions is expressed by Hoffman condition (2). If Hoffman condition (2) is not held and Levy condition (3–1) is held, then this means crack spreading or seam opening. As α coefficient increases, the tension in point B decreases, which leads to decrease of normal stresses. There may be value of α coefficient greater than given α_0 for which Levy condition will be held.

If both conditions (1) and (2) are not held, this means unstable crack propagation or opening of RCC seam with increase of α coefficient effective tension in point B increases. Dam failure is inevitable if Hoffman condition (2) is not held for any value of α coefficient greater than α_0 . The fulfillment of both conditions in designing of gravity dam of height of 100 m of conventional concrete with vertical upstream face for average values of shear strength of the rock foundation (excluding seismic loads) leads to adoption of base of downstream slope of about 0.8.

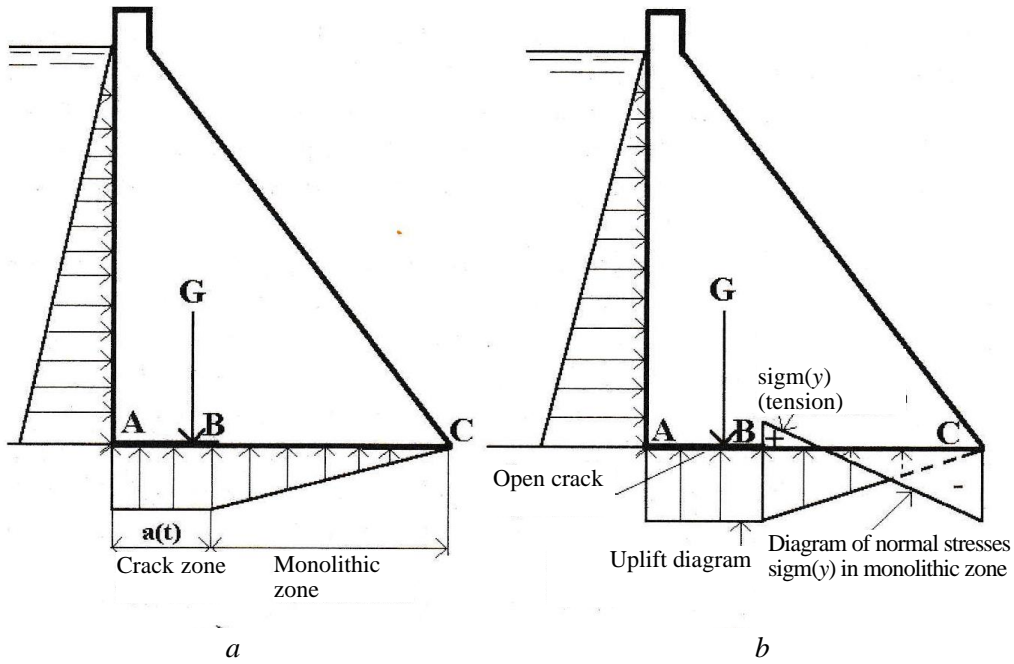


Figure 1. Strength condition for crack appearance (joint opening) in RCC dam

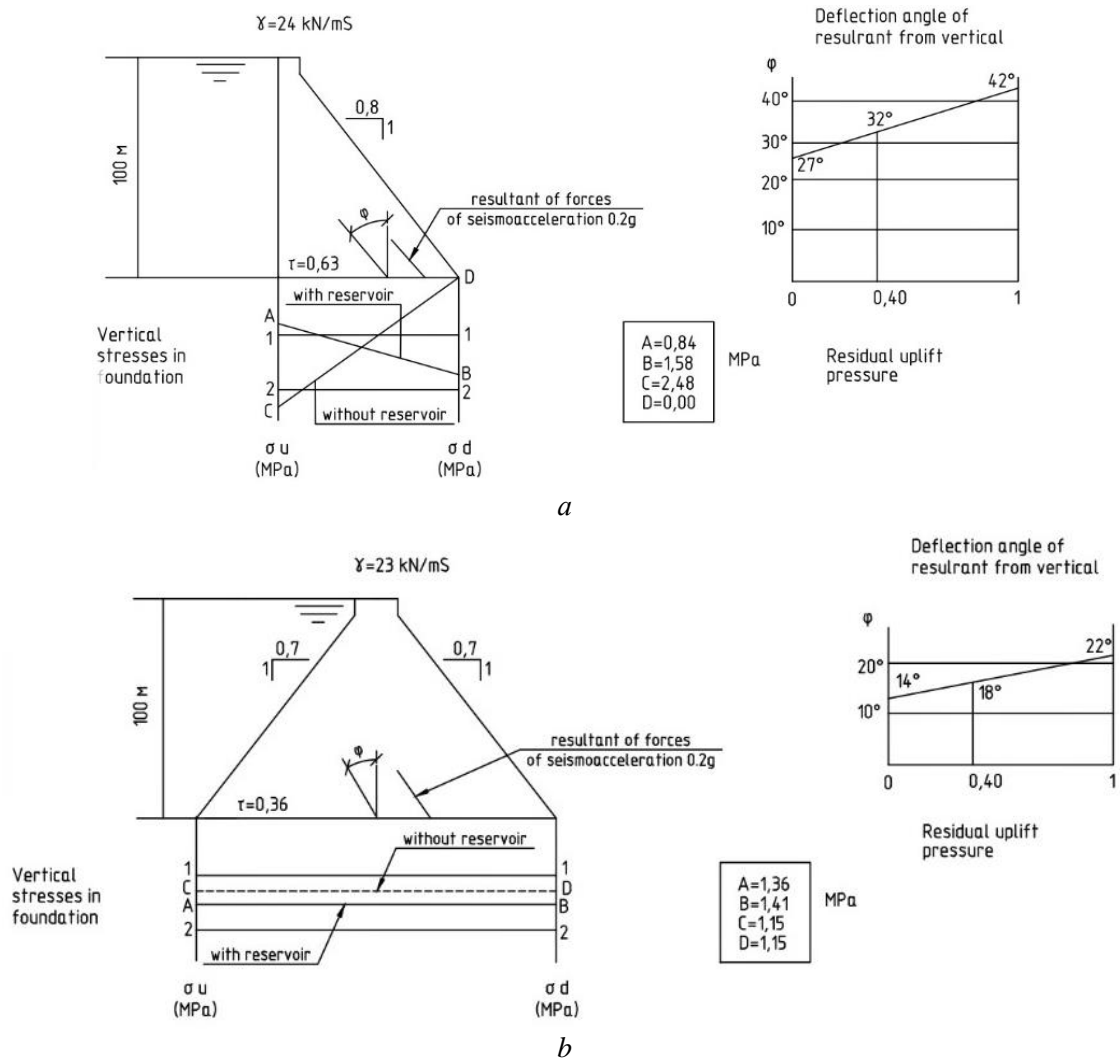


Figure 2. Vertical stresses, MPa, in foundation of gravity (a) and symmetrical (b) RCC dam ($h = 100$ m)

Further are the given results of calculations of stability and contact stress in symmetrical dam from very lean RCC with base of downstream slope of 0.7 and in conventional gravity dam of 100 m high (on rock foundation) with lower face of 0.8. Figure 2, *b* presents results of calculations of boundary vertical contact stresses (in MPa), dependence of angle of deviation of resultant of all forces in dam foundation from the vertical and margin of safety in-plane shear (SF) in dam foundation from degree of residual uplift water pressure and due to drainage operation.

For comparison, Figure 2, *a* shows the same results of calculations and dependences for gravity dam of the same height (100 m) from conventional concrete (density 2.4 t/m^3) with vertical upstream face. In rock foundation of both dam, equal shear strength is adopted (internal friction angle $\varphi = 30^\circ$, cohesion $C = 0.3 \text{ MPa}$), which correspond to the criteria of Hoek for rock granite-gneisses of average weathered with crack spacing of 0.5 m. Another large difference between both dams concerns shear stresses in the contact section: in symmetrical dam from RCC the average shear stresses are much lower, than in gravity dam (0.36 vs 0.63 MPa). The angle of deviation θ of resultant of all forces in foundation from the vertical, depending on uplift pressure u in symmetrical dam, varied from 14 to 22° whereas in gravity dam from 27 to 42° (Figure 2, *a*).

In 1992, P. Londe, President of ICOLD proposed an idea of solid embankment [1] from very lean RCC with a cement consumption of 50 kg/m^3 in dam of symmetrical profile $h = 100 \text{ m}$ with the base of both slopes of 0.7 on rock foundation. This idea was supported by some specialists [2]. The water tightness of dam was provided by reinforced concrete face on upstream slope (Figure 3).

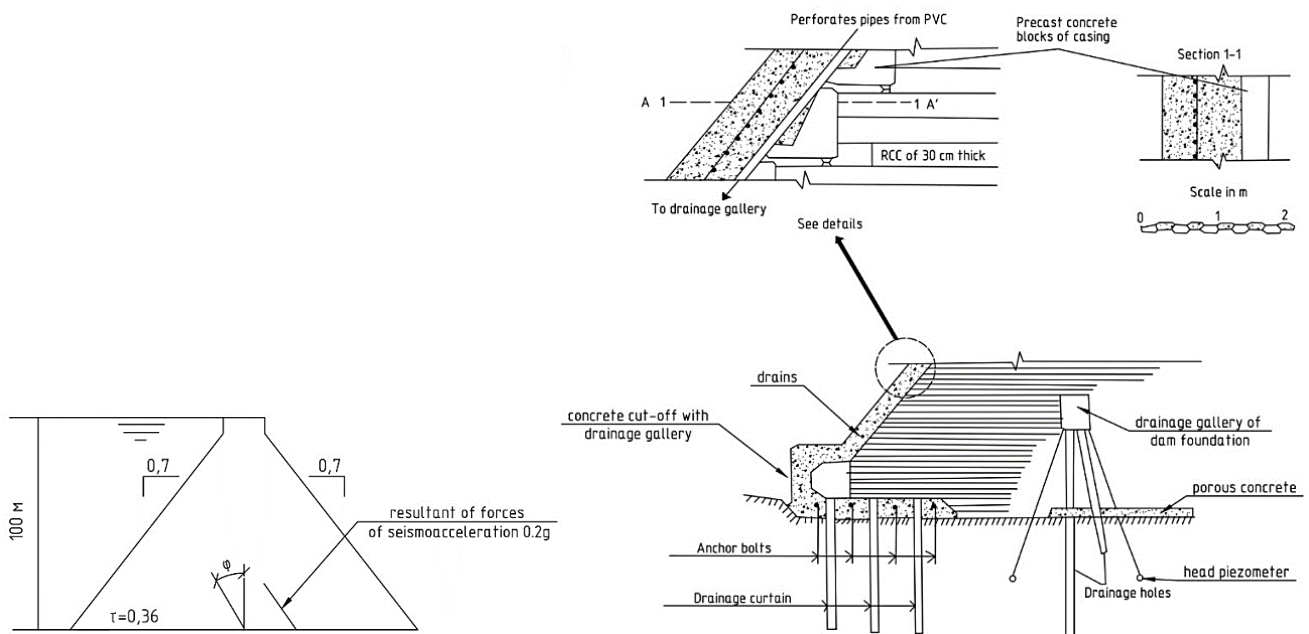


Figure 3. Symmetrical $h = 100 \text{ m}$ of the very lean RCC dam with reinforced concrete face

Further development of this idea led to development in 1998 [3–4] of project of symmetrical dam $h = 100 \text{ m}$ with base of both slopes of 0.5, external zones of RCC of 3rd type according to RCC classification [4] (cement consumption 70–80, fly ash 100–120 kg/m^3) with width equal to $(3 + 0.1H)$, (where H is reservoir head, m) and inner zone of rockfill, enriched or hardened with cement-ash mortar (REC) or RCC-0 (Figure 4). Advantages of symmetrical dams of very lean RCC (Figure 3) and rockfill enriched or hardened with cement-ash mortar (Figure 4) compared to conventional gravity dams from RCC are following:

- 1) reduction of stresses in dam body and its foundation;
- 2) low cost of very lean RCC and rockfill enriched with cement;
- 3) greater seismic resistance than that of gravity dams from RCC;
- 4) the possibility of construction on semi-rock foundations;
- 5) treatment of horizontal seams is not required;
- 6) small number of deformation joints with their large spacing (30–40 m);
- 7) drainage of dam foundation occurs due to permeability of lower layer of the inner zone REC or RCC-0, seepage uplift pressure in foundation due to grout curtain from the gallery will be small.

Water impermeability of upstream face is provided by geomembrane CARPI (Switzerland) – a two-layer film made of PVC and drainage of 3 mm thick geotextile (Figure 4). Installation of strips of film with 2.1 m width is carried out independently and in parallel with placement of RCC by platforms fixed on dam crest and descending along upstream face along the rails. The lower end of film is anchored in concrete apron in foundation of upstream face and upper end is anchored in dam crest on steel plates and bolts (Figure 5). The impermeability of film joints and fasteners is provided by rubber seals and smearing of joints with epoxy glue.

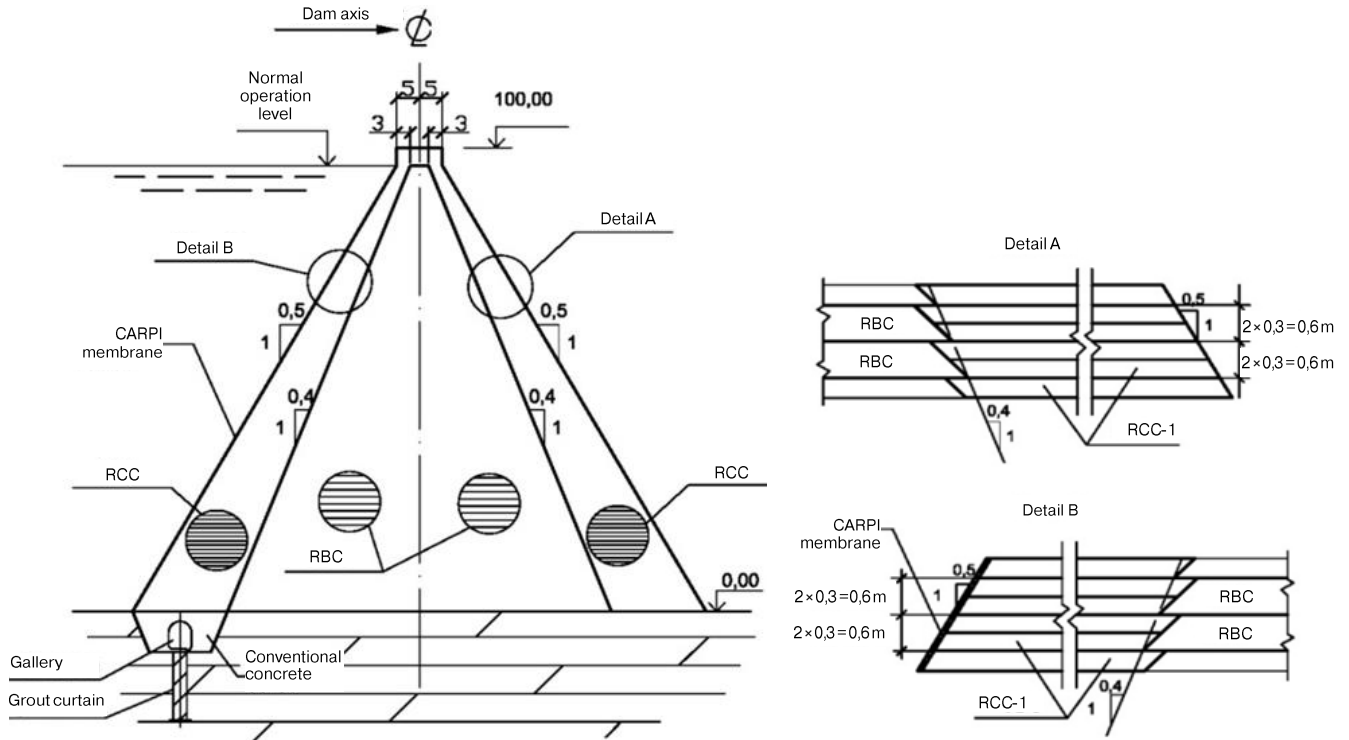


Figure 4. Symmetrical dam with outer zones of RCC (type 3) from 30 cm thick layers and inner zones of rockfill enriched with cement-ash mortar (REC or RCC-0) from 60 cm thick layers

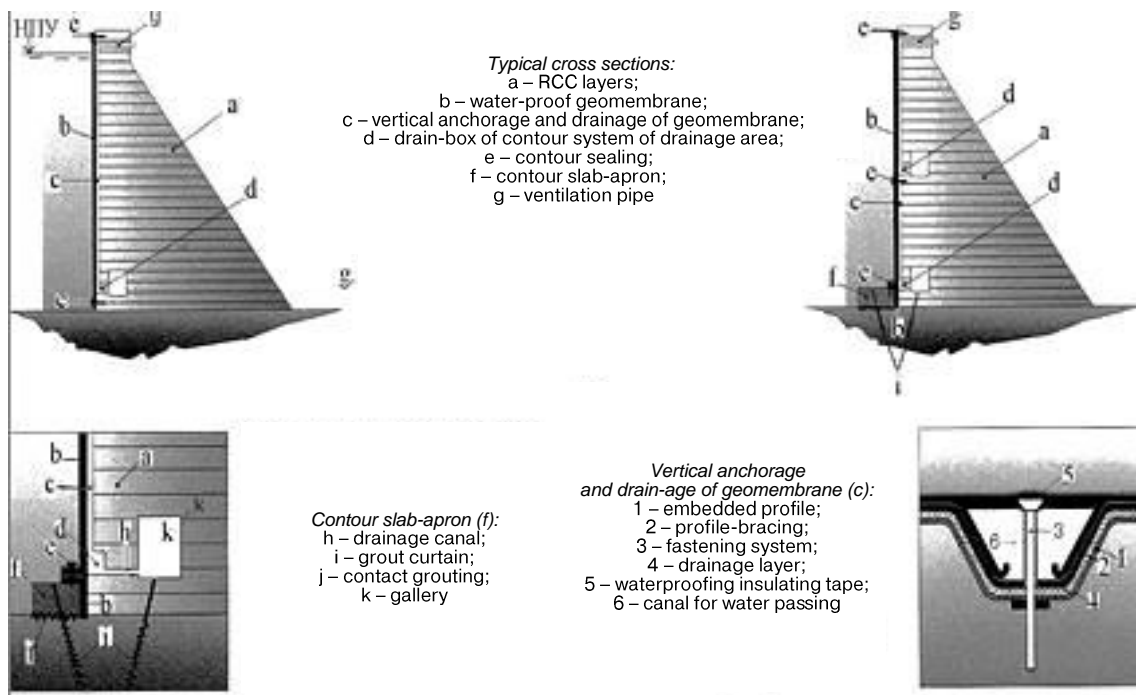


Figure 5. Geomembrane CARPI of upstream face of RCC dams

The CARPI geomembrane is installed and successfully operated on 37 dams from the RCC [5–8]. It is characterized by high reliability from punctures, water resistance, high drainage capacity and is recommended for use in these dams in ICOLD Bulletin 135 (2010) [9].

Methods

Methodology of numerical modeling of seismic resistance of dam taking into account the possibility of opening of technological seams

When numerically assessing of seismic resistance of system “dam – foundation – reservoir” system of equations of motion is to be solved:

$$[K] \{U\} + [C] \{V\} + [M] \{W\} = \{R(t)\}, \quad (3)$$

where $[K]$, $[C]$, $[M]$ – matrix of stiffness, damping and masses of calculation area; $\{U\}$, $\{V\}$, $\{W\}$ – vectors of relative displacements, velocity and acceleration in fixed points of calculation area; $\{R(t)\}$ – vector of variable dynamic actions.

Solution of system of equations (3) is made according to method used in analyses of dams from conventional concrete. These analyses did not take into account the influence of gravitational waves and simplified the boundary conditions between reservoir and dam and reservoir and dam foundation at these boundaries the condition of equality of movements normal to these boundaries, both for solid body (dam, foundation) and water, is fulfilled. Transmission of tangential stresses at these boundaries is taken into account, which simplifies the task by abandoning introduction of contact elements. To describe behavior of RCC an elastic plastic (with hardening) model of conventional concrete used in seismic analyses of concrete dams was used, in which shear parameters of RCC seams were adopted (internal friction angle $\varphi = 45^\circ$, cohesion C , tensile strength across seam $p = C$). Description of RCC deformability in the model is made by piecewise smooth loading surface separating the area of elastic operation of RCC in stress space from the stress change area in which plastic deformations are developing. Introduction of loading surface defines the concepts of loading, unloading and neutral loading.

Complete deformations consist of viscoelastic and plastic deformations. In analysis of viscoelastic and plastic deformations the flow law associated with loading function from Mises maximum principle is used:

$$d\varepsilon_{ij}^{vp} = \sum_r d\lambda t \partial f_r / \partial \sigma_{ij}. \quad (4)$$

For system of determining parameters tangent and normal stresses on maximum shear site are accepted

$$\tau_v = (\sigma_1 - \sigma_2) / 2; \quad \sigma_v = (\sigma_1 + \sigma_2) / 2. \quad (5)$$

Hardening parameters are shear and volumetric pseudoplastic deformations on maximum shear site

$$\gamma_v^{vp} = (\varepsilon_1^{vp} + \varepsilon_2^{vp}) / 2; \quad \theta_v^{vp} = (\varepsilon_1^{vp} + \varepsilon_2^{vp}) / 2. \quad (6)$$

Loading functions of the model are formulated on the basis of analysis of available experimental data of RCC as follows

$$\tau_v = \sigma_v - p. \quad (7)$$

Equation (7) reflects the destruction of RCC with predominance of tensile stresses, equation (6) – behavior of RCC in case of its destruction from compressive stresses.

The RCC model allows to reproduce in analyses the appearance of horizontal cracks in dam (opening of RCC seams) and in dam foundation – arbitrary cracks and subsequent work of RCC in crack zone only for compression.

Results of analyses and its discussion

Analyses of stability, strength and cost of RCC dams

Below are given results of analyses of stability and strength of 4 types of dams $h = 100$ m: gravity dam from RCC-3rd type (Figure 6), rockfill dam with reinforced concrete face, dam from very lean RCC (Figure 3) and dam from RCC and rockfill enriched with cement-ash mortar (Figure 4). The rock foundation (angle of inner friction $\varphi = 45^\circ$, cohesion $C = 1$ MPa) was considered in all variants, non-rock foundation $\varphi = 30^\circ$, $C = 0.3$ MPa) in variants 2–4. These analyses took into account the earthquake intensity on the MSK-81 scale of 8 grade (acceleration 0.2g).

Variant 1 (Figure 6): gravity RCC dam with downstream face with the base of 0.8 and upstream face with the base of 0.1, crest width of dam – 8 m. Uplift water pressure in dam foundation is taken into account its decrease in drainage by 35%. Parameters of shear strength in RCC seams: $\varphi = 45^\circ$, $C = 2$ MPa. Seismic resistance of the dam was determined by the pseudostatic method [28].

Variant 2: rockfill dam with reinforced concrete face, the base of upstream slope 1.4, the base of downstream – 1.5, crest width of dam – 8 m. The shear strength of rockfill: $\varphi = 45^\circ$, $C = 0$. Seismic resistance of both slopes was determined by the pseudostatic method of Terzaghi – VNIIG.

Variant 3 (Figure 4): symmetrical dam with outer zones from RCC-3 and inner zone from rockfill, enriched with cement-ash mortar with base of both slopes 0.5 with upstream face of geomembrane CARPI. Parameters of shear strength in RCC seams: $\varphi = 45^\circ$, $C = 0.5$ MPa, in rockfill, enriched with cement-ash mortar: $\varphi = 45^\circ$, $C = 0.1$ MPa. Uplift water pressure in drainage is decreased by 40%.

Variant 4 (Figure 3): symmetrical dam from very lean RCC with face of reinforced concrete (base of both slopes 0.7). Parameters of shear strength in RCC seams: $\varphi = 45^\circ$, $C = 0.5$ MPa. Uplift water pressure in drainage is decreased by 40%.

Calculations of cost of all dam variants (for running meter) were made by unit prices (for 1 m^3) in 1995, given in [10].

As criteria for the stability of RCC dams the safety factor for in-plane shear (SF) in dam foundation or for round-cylindrical sliding (in variant 2) and $\text{tg}\Theta$ (Θ – angle of deviation of resultant of all forces in dam foundation from the vertical), normal vertical stresses σ_y : tensile (+) and compressive (–) were used. Results of analyses of seismic resistance and cost of 1 running meter of dam is given in Table. 3.1 and 3.2 for both dam foundations [10]. As can be seen from Tables 1 and 2 the most economical for rock and sand-gravel foundations will be: variant 2 (rockfill dam with reinforced concrete face) and variant 4 (symmetrical dam with outer zones of RCC-3 and inner zone of rockfill enriched or hardened with cement-ash mortar).

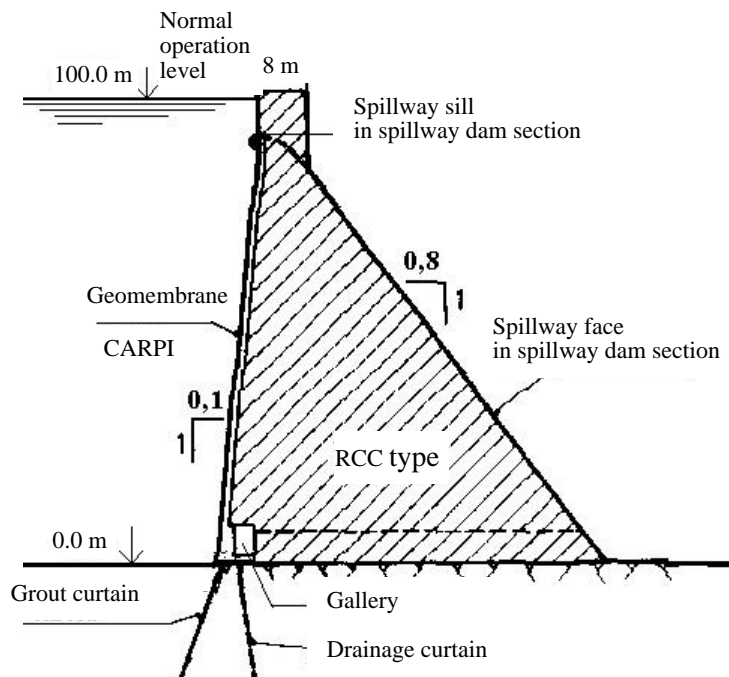


Figure 6. Gravity dam from RCC-3

Table 1

Results of analyses of stability, stresses and cost of dams on rock foundation

Cost, thous. doll. per running m	Dam variant	SF (tgØ) without seism	SF (tgØ) with seism	σ_y , MPa, without seism	σ_y , MPa, with seism
140	1	3.0 (0.7)	1.85 (1.16)	<0	+1.2
91	2	1.4	1.2	–	–
115	3	4.3 (0.23) in D-S 3.3 (0.34) in U-S	2.7 (0.43) in D-S 2.1 (0.58) in U-S	–1.03 in D-S –1.56 in U-S	–0.74 in D-S –1.78 in U-S
155	4	4.8 (0.21) in D-S 3.7 (0.29) in U-S	2.9 (0.32) in D-S 2.3 (0.48) in U-S	<0	<0

Note: D-S – downstream slope; U-S – upstream slope or face.

Table 2

Results of analyses of stability, stresses and cost of dams on soil foundation

Cost, thous. doll. per running m	Dam variant	SF (tgØ) without seism	SF (tgØ) with seism	$\sigma_y(-)$, MPa, without seism	$\sigma_y(-)$, MPa, with seism
91	2	1.4	1.2	–	–
115	3	2.8 (0.32) in D-S 2.1 (0.39) in U-S	1.51 (0.56) in D-S 1.16 (0.82) in U-S	–1.12 in D-S –1.67 in U-S	–0.8 in D-S –1.9 in U-S
155	4	3.0 (0.28) in D-S 2.3 (0.42) in U-S	1.57 (0.53) in D-S 1.20 (0.8) in U-S	–0.9 in D-S –1.4 in U-S	–0.6 in D-S –1.8 in U-S

Note: D-S – downstream slope; U-S – upstream slope or face.

Given that the cost of diversion and spillway tunnels in variants 3 and 4 will be much less, and the construction time will be shorter than in variant 2 approximately by half a year or a year, it can be concluded about cost effectiveness of variants 3 and 4 of RCC dams.

Stability and strength of RCC dams for static and seismic loads

Tables 3 and 4 show stability and safety factors for in-plane shear on foundation of conventional gravity dam from RCC-3 ($h = 100$ m) with vertical upstream face and downstream face with bases 0.7; 0.8; 0.9 and symmetrical RCC-3 and RCC-0 ($h = 100$ m) with bases of both slopes 0.5 and 0.7.

Both dams are located on rock ($\varphi = 40^\circ$, $C = 0.2$ MPa) and dense sandy-gravel ($\varphi = 35^\circ$, $C = 0$) foundations. In analyses the uplift water pressure along the axis of grout curtain (on rock foundation) or wall curtain (on soil foundation) in 40% of water pressure was taken. Analyses of seismic stability of the dam were carried out according to the linear-spectral theory (LST).

Table 3

Coefficients of stability factor on shear of gravity dam from RCC-3 ($h = 100$ m)

Type of foundation	Coefficients of stability factor of dam on shear (static/seismic) for bases of downstream slope		
	0.7	0.8	0.9
Rock	1.91/1.47	2.14/1.60	2.37/1.73
Sandy gravel	1.33/1.02	1.50/1.12	1.66/1.21

Table 4

Coefficients of stability factor on shear of symmetrical dam from RCC ($h = 100$ m) for various foundations

Type of foundation	Coefficients of stability factor of dam on shear (static/seismic) for bases of both slopes	
	0.5	0.7
Rock	3.15/2.21	4.27/2.74
Sandy gravel	2.20/1.55	2.98/1.92

Comparison of Tables 3 and 4 with normative stability coefficients of concrete dams of class I, equal in static and seismic cases 1.32 and 1.18 respectively, shows that seismic resistance of gravity dam (bases upstream slope of 0.7–0.8) is insufficient on sandy-gravel foundation. In this case, it is necessary to change the usual dam profile to symmetrical one of RCC-0 and RCC-3 with bases of both slopes of 0.5–0.7 (Figures 3 and 4).

**Analyses of 100 m high symmetrical dam (from RCC-3 and RCC-0)
on action of powerful earthquake accelerograms**

In these analyses the same parameters of shear strength of RCC-3 and RCC-0 were used as in previous analyses of seismic resistance within LST framework and parameters of deformability of rock foundation ($E = 10000 \text{ MPa}$ and $\nu = 0.2$).

Symmetrical dam analyses of RCC-3 and RCC-0 for 100 m high dam with bases of both slopes of 0.5 for action of the earthquake accelerogram with horizontal acceleration of 0.2g and vertical one of 0.14g showed that for magnitude 8 of earthquake the dam works elastically and quite reliably and its movements completely fade by the end of earthquake.

Figure 7 shows the mesh of finite elements (FE) of dam with one short crack (seam opening) in foundation of upper zone RCC-3. With horizontal acceleration of 0.4g and vertical one of 0.28g, the dam reaction in its foundation is elastic with complete damping of oscillations, in upper part the dam reaction is elasto-plastic. The picture of opening seams of RCC (Figure 8) shows that in dam foundation the depth of seams opening from reservoir side reaches the middle of dam profile and from downstream side reaches its quarter. Taking into account availability of CARPI membrane on upstream slope the uplift water pressure in opened seams of RCC is excluded and the seismic resistance of dam is ensured.

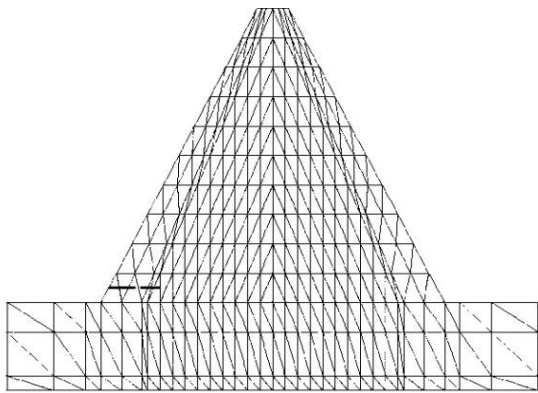


Figure 7. Mesh of FE and joint opening (bold line) in base of upstream zone of the RCC-3 for earthquake of magnitude 8 ($A^{\text{horiz}} = 0.2g$, $A^{\text{vert}} = 0.14g$)

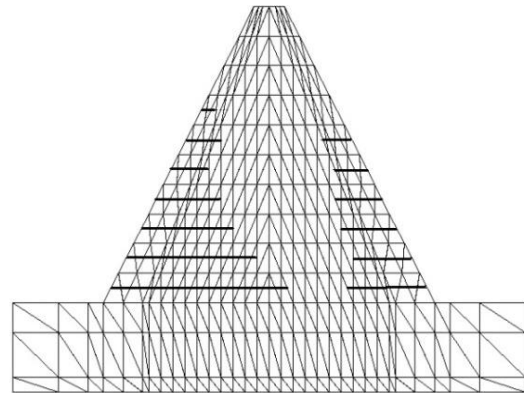


Figure 8. Mesh of FE and joint opening (bold line) in base of upstream zone of the RCC-3 for earthquake of magnitude 9 ($A^{\text{horiz}} = 0.4g$, $A^{\text{vert}} = 0.28g$)

Thus, symmetrical dam of $h = 100 \text{ m}$ (bases of both slopes of 0.5) has sufficient factor of seismic resistance during earthquake of magnitude 8 and 9, which indicates expediency of its consideration in dam projects in seismic areas of Russia, CIS countries and foreign countries. At present the optimization of structures and technologies of construction of traditional RCC dams [11–23] and competing with these dams rockfill dams with reinforced concrete faces [24–27] continues.

Examples of new symmetrical dams from very lean RCC

Cindere 107 m high dam in Turkey

In 2005 Cindere dam was built in Turkey, the highest (107 m) and largest (the volume of RCC is 1.5 million m^3 , the total volume of concrete is 1.7 million m^3) dam of this type. Feature of dam layout is arrangement on its downstream slope the operated spillway and water intake of hydropower power plant (Figure 9). The spillway central section of dam has base of downstream slope increased to 0.89 for favorable interface with the apron slab. The spillway with 4 holes of 10 m wide and 12.5 m high, overlapped by segment gates is designed to pass 3620 m^3/sec . The profile of Cindere dam is symmetrical with base of both slope of 0.7. Figure 10 show the stages of its construction given in [20]. The dam is located on semi-rock foundation of aspid shales with dry compressive strength (5–24) MPa and deformation module $(1-7)10^4 \text{ MPa}$. In the dam particularly rigid RCC-1 was used with consumption of cement 50 and fly ash of 20 kg/m^3 , thickness of layers of RCC – 25 cm. Watertightness of upstream slope was provided by precast concrete panels with PVC film fixed on them, which cannot be considered successful due to danger of its punctures during mounting.

The dam stability to shear in its foundation and seams in RCC was ensured for maximum horizontal acceleration of 0.4g. Compressive stresses were provided on upstream slope of the dam and its foundation, ensu-

ring that there is no opening of contact seam in foundation and seams of RCC. Due to the high seismicity RCC seams on the upstream side were treated with layer of cement mortar 25 mm thick to depth of 13 m in the bottom of upstream slope and 5 m in dam crest, which ensured high cohesion between RCC cold layers. The construction period of the dam was 34 months, which corresponds to the average monthly intensity of placement of RCC of 50 thousand m^3 . At present 3 project of such dams are being considered in Turkey.

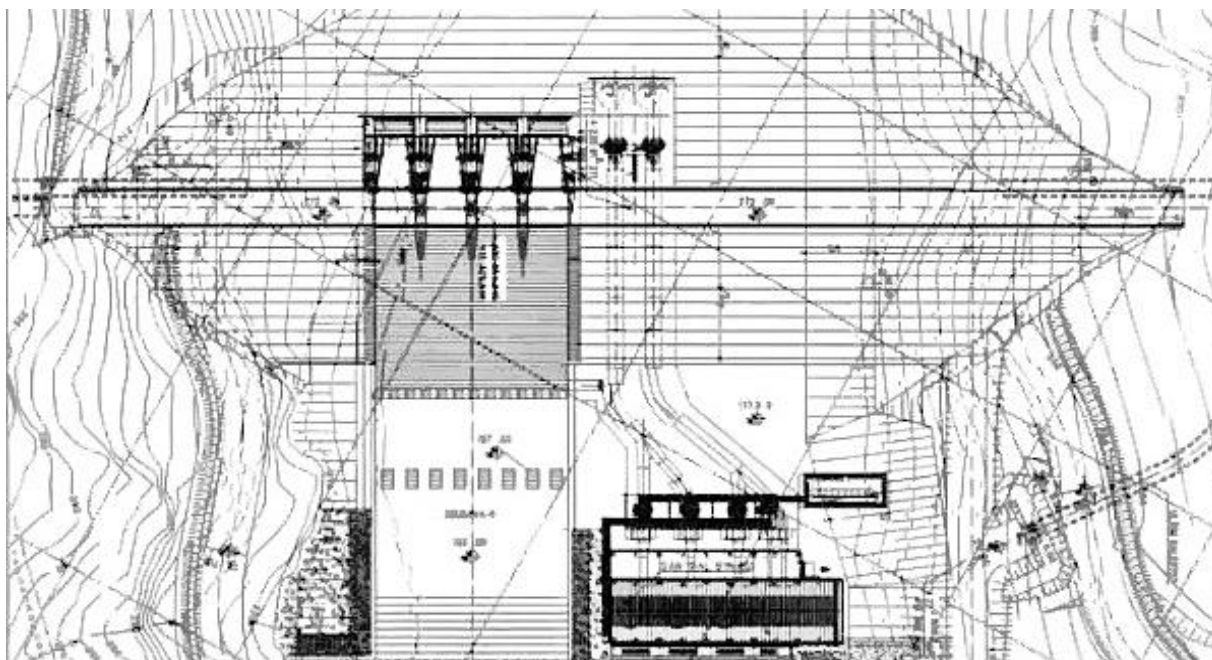


Figure 9. Plan of Cindere hydroscheme with RCC-1 dam, spillway and hydropower plant building (dam crest length – 280 m) [20]



Figure 10. Top (a) and upstream (b) views of Cindere dam [20]

Ituango dam of height 180 m in Colombia

In 1999 energy company ISAGEN (Medellín) invited the author of article to conduct expertise of the feasibility study of the dam project. In the feasibility study rockfill dam with reinforced concrete face was adopted as main variant, which was used in many dam projects in Colombia.

Instead of this dam variant by our recommendation was developed symmetrical gravity dam from RCC-2 with bases of both slopes of 0.7, height of 180 m, length along the dam crest of 450 m, RCC volume of 2.4 million m^3 with surface spillway (Figure 11), which allows to abandon spillway tunnels, significantly accelerates the total dam construction time and reduces its cost [3]. The dam is able to resist earthquake of 9 magnitude without opening of RCC seams and dynamic loads when flood of 21.000 m^3/sec passes through operating spillway with 21.7 m head (with smooth spillway face and jet throw in downstream zone). The head of spillway was made of reinforced concrete, non-overflow part of dam crest has curved surface to reduce stress concentrations during the earthquake. Composition of RCC-2 (per 1 m^3): cement 100–120 kg, crushed stone – 1250 kg, pebble gravel – 1000 kg. Due to wide dam profile the treatment of cold seams of RCC with cement mortar is assumed only in pressure and upper zones of the dam. The dam profile includes 33 m high upstream coffer dam with grout gallery on its crest, which will accelerate the dam construction.

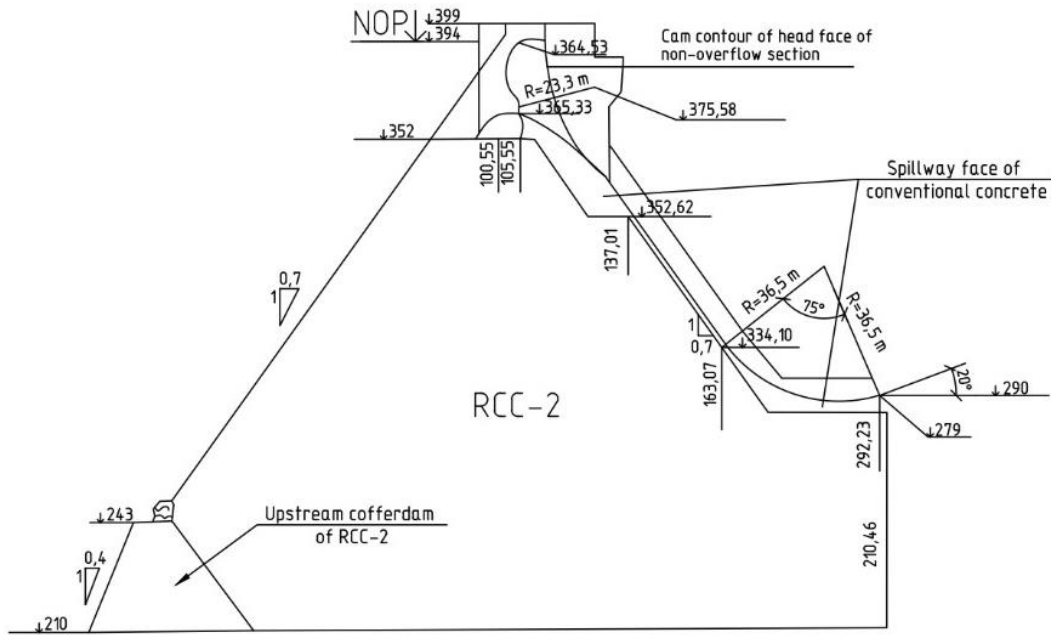


Figure 11. Profile of spillway section of RCC-2 Ituango dam, $H = 180$ m

Yumaguzinskaya dam from very lean RCC (65 m high, Russia, project variant)

When designing this hydraulic system we developed variant of dam 65 m high and 600 m length from very lean RCC on soft foundation. Technical and economic advantages of this dam variant in comparison with accepted variant of rockfill dam: 1) arrangement of regulated spillway in channel part of dam, which allows to abandon bank side spillway; 2) allowing overflow of peak of catastrophic flood over dam crest, which reduces level of Surcharged Reservoir Level (SRL) and flooding of downstream area; 3) lower cost and construction time. Analyses of stability and strength of spillway dam (bases of both 0.7) in channel of gravel-pebble deposits for static and seismic loads (7 grade) showed high stability and strength of dam and its foundation with uniform diagram of vertical stresses in foundation. Figures 12 and 13 show symmetrical profiles of spillway and non-overflow dam sections from very lean RCC. In foundation of both sections from upstream gallery were made trench walls-curtains (15 m deep in channel and up to 70 m on right bank).

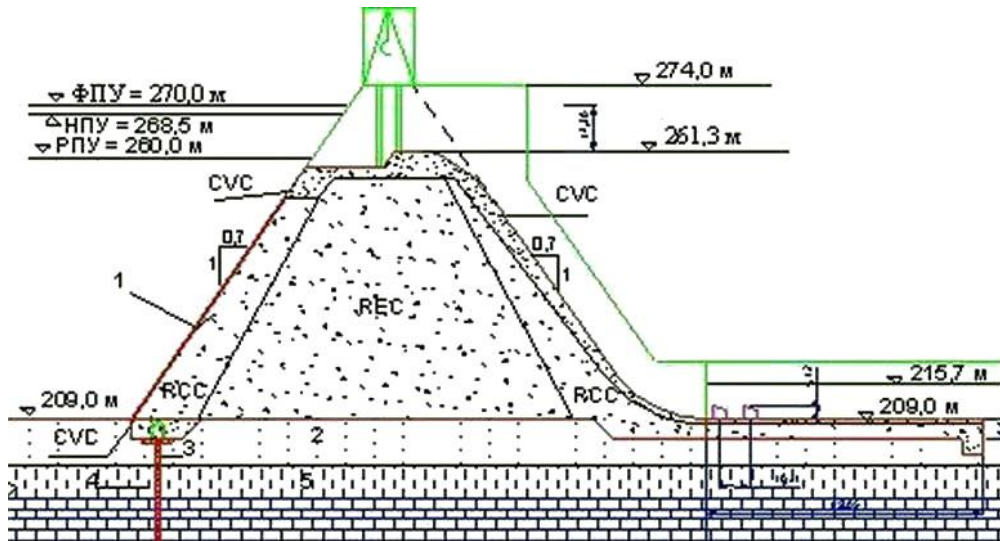


Figure 12. Spillway section of Yumaguzinskaya from very lean RCC:

1 – watertight reomembrane; 2 – channel deposits; 3 – trench wall-curtain; 4, 5 – semi-rock deposits;

ФПН – surcharged reservoir level; ННН – normal reservoir level; РНН – rated reservoir level;

RCC – RCC type 2; REC – rockfill, strengthened by cement-ash mortar; CVC – conventional vibrating concrete

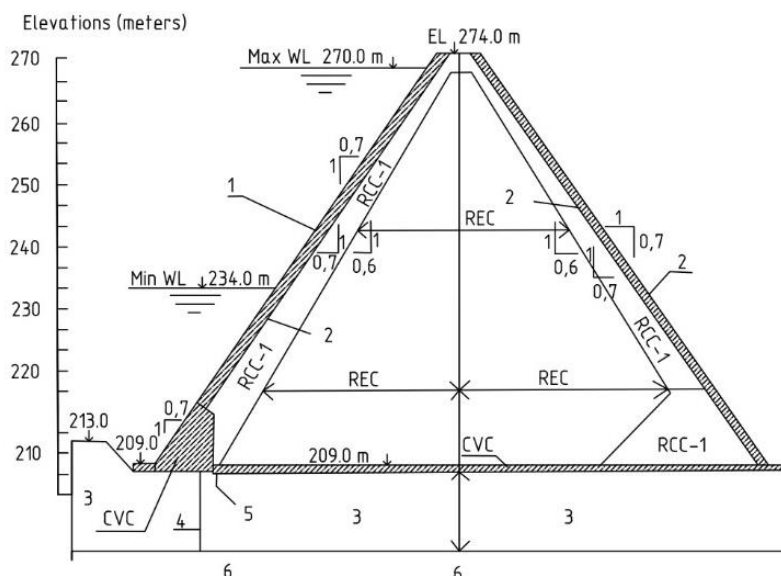


Figure 13. Non-overflow section of Yumaguzinskaya dam from very lean RCC:

1 – CARPI membrane; 2 – precast concrete blocks; 3 – gravelly sands; 4 – trench cut-off wall; 5 – drainage holes; 6 – bed rock; CVC – conventional concrete; RCC-1 – RCC type 1; REC – rockfill, strengthened by cement-ash mortar

Conclusion

Dams of symmetrical profile of very lean RCC with bases of both slopes 0.5–0.7 have higher seismic resistance and technical and economic efficiency compared to conventional gravity dams from RC C and other types of dams.

These dams up to 200 m high can be built on rock foundations and up to 100 m high on dense sandy-gravel foundations.

The possibility of building these dams in seismically active areas of Russia, CIS countries, Latin America and Asia, as well as in Russian dam projects abroad should be considered.

References

1. Londe P. The faced symmetrical hardfill dam: a new concept for RCC. *Intern. Water Power and Dam Construction*. 1992:19–24.
2. Jinsheng J., Cuiying Z., Zhenkun D. Cemented material dams and their application. *Hydropower and Dams*. 2015; 22(6):64–67.
3. Lyapichev Yu. Presas de concreto compactado con rodillo (CCR) y presas mixtas de CCR y escollera (Aspectos de Diseño y Construcción). Seminar sobre presas de CCR. Medellin, Colombia: Compania ISAGEN; 1998. p. 102.
4. Lyapichev Yu.P. *Design, construction and behavior of modern high dams. Part 1. Dams made of rolled concrete*. Saarbrücken: Palmarium Academic Publish; 2013. (In Russ.)
5. Kalpakci V., Bonab A.T., Ozkan M.Y. Experimental evaluation of geomembrane/geotextile interface as base isolating system. *Geosynthetics Intern.* 2018;25(1):1–11. <https://doi.org/10.1680/jgein.17.00025>
6. Yang P., Xue S.B., Song L., Zhu X.W. Numerical simulation of geomembrane wrinkle formation. *Geotextiles and Geomembranes*. 2017;45(6):697–701. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2017.08.001>
7. Giroud J. Leakage control by geomembranes. *Soils and Rocks*. 2016;3:213–235.
8. Moutafis N., Thanopoulos Y. Geomembrane faced hardfill dam. *Hydro 2015*. Bordeaux, France; 2015.
9. ICOLD Bulletin 135. *Geomembrane sealing systems for dams*. 2010.
10. Blinder S., Toniatti N. RCC and CFR Dams. *Cost Comparison, Intern. Symposium on RCC Dams, Santander, Spain*. 1995:71–83.
11. Cervera M., Oliver J., Prato T. Simulation of construction of RCC dams. Part II: stress and damage. *Journal of Structural Engineering*. 2000;126(9):1062–1069. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2000\)126:9\(1062\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2000)126:9(1062))
12. Zhang X., Li S., Li Y., Ge Y., Li H. Effect of superficial insulation on RCC dams in cold regions. *Advances in Engineering Software*. 2011;42:939–943. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2011.06.004>
13. Tamagava S. Toubetsu dam: example of innovative CSG technology. *Hydropower and Dams*. 2012;19(3):64–67.
14. Fujisawa T., Sasaki T. Development of the trapezoidal CSG dam. *Hydropower and Dams*. 2012;19(3):58–63.

15. Kuzmanovic V., Savic L., Mladenovic N. Computation of thermal-stresses and contraction joint distance of RCC Dams. *Journal of Thermal Stresses*. 2013;36(2):112–134. <https://doi.org/10.1080/01495739.2013.764795>
16. Mohamed I. Investigating the possibility of constructing low cost RCC dam. *Alexandria Engineering Journal*. 2014;53(1):131–142. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2013.11.009>
17. Gu Q., Yu C., Lin P., Ling X., Tang L., Huang S. Performance assessment of a concrete gravity dam at Shenwo reservoir of China using deterministic and probabilistic methods. *International Journal of Structural Stability & Dynamics*. 2014;14(05):1440002. <https://doi.org/10.1142/S0219455414400021>
18. Du C.B., Wu S.Y., Zhang S.R. Full-scale dynamic simulation and visualization for structure safety and schedule coupling of RCC gravity dams. *2017 International Conference on Smart Grid and Electrical Automation (ICSGEA)*. 2017;1:481–487. <https://doi.org/10.1109/ICSGEA.2017.96>
19. Wanga L., Yang H.Q., Zhou S.H., Chen E., Tang S.W. Mechanical properties, long-term hydration heat, shrinkage behavior and crack resistance of dam concrete designed with low heat Portland (LHP) cement and fly ash. *Construction and Building Materials*. 2018;187:1073–1091. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.056>
20. Batmaz S. Cindere dam – 107 m high RCC dam (RCHD). *Proceedings of IV International Symposium on RCC Dams, Madrid, Spain*. 2003;1:121–126.
21. Bayagoob K., Bamaga S. Construction of roller compacted concrete dams in hot arid regions. *Materials*. 2019;12(19):3064. <https://doi.org/10.3390/ma12193064>
22. ICOLD Bulletin 177. *Roller compacted concrete dams*. 2020.
23. Aniskin N.A., Shajtanov A.M. Low-cement concrete dams: construction, structures and innovations. *Vestnik MGSU*. 2019;15(7):1018–1029. (In Russ.) <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2020.7.1018-1029>
24. Sainov M.P., Shigarov A.Yu., Yasafova S.A. Reinforcement impact on the stress-deformation state of concrete faced rockfill dam. *Vestnik MGSU*. 2019;14(3):347–355. (In Russ.) <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2019.3.347-355>.
25. Hu K., Chen J., Wang D. Shear stress analysis and crack prevention measures for a concrete face rockfill dam, advanced construction of a first-stage face slab, and a first-stage face slab in advanced reservoir water storage. *Advances in Civil Engineering*. 2018;2018:2951962. <https://doi.org/10.1155/2018/2951962>
26. Sukkarak R., Pramthawee P., Jongpradist P., Kongkitkul W., Jamsawang P. Deformation analysis of high CFRD considering the scaling effects. *Geomechanics and Engineering*. 2018;14(3):211–224. <https://doi.org/10.12989/gae.2018.14.3.211>
27. Glagovsky V.B., Radchenko V.G. New trends in the construction of ground dams. *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*. 2013;(1):2–8. (In Russ.)
28. SNiP. 33-03. *Hydraulic structures in seismic regions*. Moscow: State Building Committee of Russia; 2003. (In Russ.)



DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-3-261-269
 UDC 624.04

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Inverted pyramid Azores – an eternal hybrid structure

Luis Pedro F R Sarmento Esteves

Aalborg University, Fredrik Bajers Vej 7K, Aalborg East, 9220, Kingdom of Denmark
 B001 Lda (2002–2004), Porto, Portugal (former)
 luispedroesteves@hotmail.com

Article history

Received: March 19, 2021
 Revised: May 22, 2021
 Accepted: May 28, 2021

Acknowledgements

Structural analysis and finite element optimization of our hybrid inverted pyramid was performed by Eng. Filipe Arteiro. The author wishes to kindly acknowledge his effort, shared enthusiasm, and engagement in the project, and in particular his work on optimization of our structural model to this project. The minor engagement by Eng. Jorge Oliveira is also kindly acknowledged, in particular the discussion on construction feasibility, and quantity surveying to initiate the tender.

Contributions

Luis Pedro F R Sarmento Esteves (PhD) – structural design, material selection and project management; Filipe Arteiro (MSc) – structural analysis and finite element optimization; Jorge Oliveira (BSc) – quantity surveyor and construction methods.

For citation

Sarmiento Esteves L.P.FR. Inverted pyramid Azores – an eternal hybrid structure. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(3):261–269. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-261-269>

Abstract. Engineering structures are designed with observation of rules for structural performance under specific design loads, defined in the so-called structural codes. While dead loads are directly dependent from the selection of structural materials to a given structural function, live and accidental loads are often linked to the region where the structure must perform. In a complete opposition to engineering principles in Ancient Egypt, the inverted pyramid was designed to become a statement of how to bend gravitational laws, and what can be achieved by modern engineering, still with intelligence to fulfill its function in a region where engineering structures are subjected to extreme live and accidental load regimes, e.g. high risk of earthquakes and high wind seasonal loads. A hybrid structural concept was specified, comprising lightweight structural wall elements anchored to a relatively heavyweight structural core. The suggested design concept fulfills the global equilibrium equation defined by architecture, and should become a structural example from a structural design perspective. As any other project involving non-comprehensive geometry, design and construction of the inverted pyramid is highly sensible to management options, which shall assure high precision manufacturing, and accurate control of its production.

Keywords: structural engineering, complex structures, hybrid structures, steel-reinforced concrete structures, structural design, noble structures, inverted pyramids, history of engineering

Перевернутая пирамида на Азорских островах – вечная гибридная конструкция

Л.П.ФР. Сарменто Эстевеш

Ольборгский университет, Королевство Дания, 9220, Ольборг, пр-кт Фредрика Байера, д. 7К
 B001 Lda (2002–2004), Португальская Республика, Порту
 luispedroesteves@hotmail.com

История статьи

Поступила в редакцию: 19 марта 2021 г.
 Доработана: 22 мая 2021 г.
 Принята к публикации: 28 мая 2021 г.

Аннотация. Инженерные сооружения проектируются с учетом правил эксплуатации конструкций при определенных расчетных нагрузках, регламентируемых строительными нормами. В то время как нагрузки от собственного веса напрямую зависят от выбора материалов для несущей конструкции,

Luis Pedro F R Sarmento Esteves, PhD and Scientist in Civil Engineering, MSc in Civil and Construction Engineering; Scopus Author ID: 24481021500, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-2989-0284>

Luís Pedro FR Sarmento Esteves, доктор философии, магистр в области гражданского строительства; Scopus Author ID: 24481021500, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-2989-0284>

© Sarmento Esteves L.P.FR, 2021



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

Благодарности

Конечноэлементный расчет и оптимизация конструкции в виде гибридной перевернутой пирамиды выполнены инженером Филипе Артейро. Автор выражает признательность за его усилия, энтузиазм и участие в проекте, в частности за работу по оптимизации авторской модели для данного проекта. Также заслуживает упоминания инженер Хорхе Оливейра, участвовавший в обсуждении целесообразности строительства и технико-экономической оценке для составления коммерческого предложения.

Вклад участников

Луис Педро ФР Сарменто Эстевиш, (PhD) – проектирование конструкции, выбор материалов и управление проектами; *Филипе Артейро* (магистр) – расчет конструкций и оптимизация методом конечных элементов; *Хорхе Оливейра* (бакалавр) – вопросы, касающиеся геодезия и технологии строительства.

Для цитирования

Sarmiento Esteves L.P.FR. Inverted pyramid Azores – an eternal hybrid structure // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 3. С. 261–269. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-261-269>

временные и особые нагрузки диктуются назначением и областью применения этой конструкции. В противоположность инженерным принципам Древнего Египта перевернутая пирамида была спроектирована с целью показать, что с помощью современной инженерной науки можно преодолеть закон гравитации, причем эта «умная» конструкция выполняет свои функции в регионе, где инженерные сооружения подвергаются экстремальным и аварийным нагрузкам, например, в сейсмоопасных районах или регионах с преобладанием сильных ветров. Исследована гибридная концепция, которая предполагает легкие конструктивные стеновые элементы, закрепленные на относительно тяжелом структурном ядре. Предлагаемая концепция проектирования удовлетворяет уравнению глобального равновесия, определяемому самой архитектурой сооружения, и может служить примером сооружения, созданного в тренде перспективных направлений проектирования строительных конструкций. Как и любой другой проект конструкции с неполной геометрией, проектирование и строительство перевернутой пирамиды представляется весьма целесообразным при использовании схем управления производством, которые должны обеспечивать высокую точность изготовления и соответствующий контроль.

Ключевые слова: строительное проектирование, сложные конструкции, гибридные конструкции, железобетонные конструкции, перевернутые пирамиды, история инженерного дела

Introduction: theoretical

Egypt contains a few of the most remarkable early age “engineering” projects in the world, dated from the foremost prime centuries of human development. Engineering structures have evolved in almost all the aspects since that period, although archeology has often described those projects by simple or inexistent mathematical models containing more or less elaborated construction processes, centered in the manufacture of stone, to construct primordial large scale structures with no gravitational instability, e.g. large scale pyramids and temples (Giza, or other major temples) [1].

As far as human knowledge can reach, this primary approach to “engineering” based on such simple and rather intuitive “mathematics” has not greatly evolved through many centuries, just read R. Marcolongo (1937), on arches and vaults, in [2] – “an arch is nothing but a strength caused by two weaknesses”, viz. meaning that an arch is elementary constituted by single weak structural parts, acquiring structural stability due to their structural assembly, or, “...these quarter-circles, each very weak in itself, wish to fall, and opposing each other’s ruin, convert weakness into a single strength”.

Inversely, to think giving structural integrity to an Inverted Pyramid involves primarily a degree of thorough considerations in the domain of structural engineering, as any decision will influence the ability and structural performance of such unstable solid in service, beyond the most advanced mathematical theories ever brought to us [3–6].

The suspension of a solid in space can be relatively easily solved by the use of cables attached to arch peers, such as the case of stay-cable bridges (see first stay-cable bridge) [7]. A second possibility is the use of post-tension in specific structural elements to resolve or minimize large local stresses and subsequent elastic deformations which would be generated by those large suspended structures, such as cantilevers, whereas its maximum span can be expanded from a couple of meters up to 7 meters, after remarkable developments in structural engineering [7–8].

Thus, in principle, any of the approaches are technically viable to be used in the structural design of an inverted pyramid, up to a certain scale and geometry, defined by the span allowance and geometrical freedom within their intrinsic safety boundaries. There are not many practical cases being proposed to fulfill such *incomprehensive* geometry and anti-gravity present in an inverted pyramid. The well-known classical example is of course brought by Oscar Niemeyer [8], in Brasilia, and later, Venezuela. In the first case, a massive reinforced

concrete structure is suggested as structural solution, while the second case has not found any formal engineering description, or construction. A second, although minor example in terms of scale, is found performing in the Louvre, part of the renovation work commissioned directly by the French President, Mr. Francois Mitterrand, which was completed in 1989 [9]. A thin steel frame suspends an Inverted Pyramid in Glass, used as structural system. However, this “glass sculpture” is designed and engineered to perform without any major significant live or service load, being prohibited to any human interaction. The third and final example hereafter, and probably the most challenging project developed to Porto Cultural City, through the World Heritage Prize defined by UNESCO bi-annually, is the contemporaneous Music House in Portugal (2000), awarded to OMA Partners [10]. The use of post-tensioned concrete wall elements to fulfill large architectural and structural spans specified for the building, have shown to be appropriate to service the “imaginary” section of an inverted pyramid. Recall that Porto is located in a region characterized by medium levels of earthquake risk.

The structural engineering of the inverted pyramid designed to Azores, Portugal (2002), involves a third concept, consisting in the definition of a hybrid structure, described in the following sections.

Structural design of the inverted pyramid

The inverted pyramid is designed with formal structural parts comprising reinforced concrete, and structural steel frames, defining a hybrid structure. A mass foundation in reinforced concrete is specified on the theoretical vortex of the pyramid to assure its global equilibrium, and to offset combined effects produced by the dead load of the *singularity*, and those resultant from the natural gravitational movement by the inverted pyramid, coupled with any acting horizontal live load, viz. wind and earthquake (see structural section shown in Figure 1). Optimization through finite element analysis is performed on the full solid part, whereas structural steel is designed by direct application of method of forces combined with elasticity theory, to specify a column-beam structural frame [11].

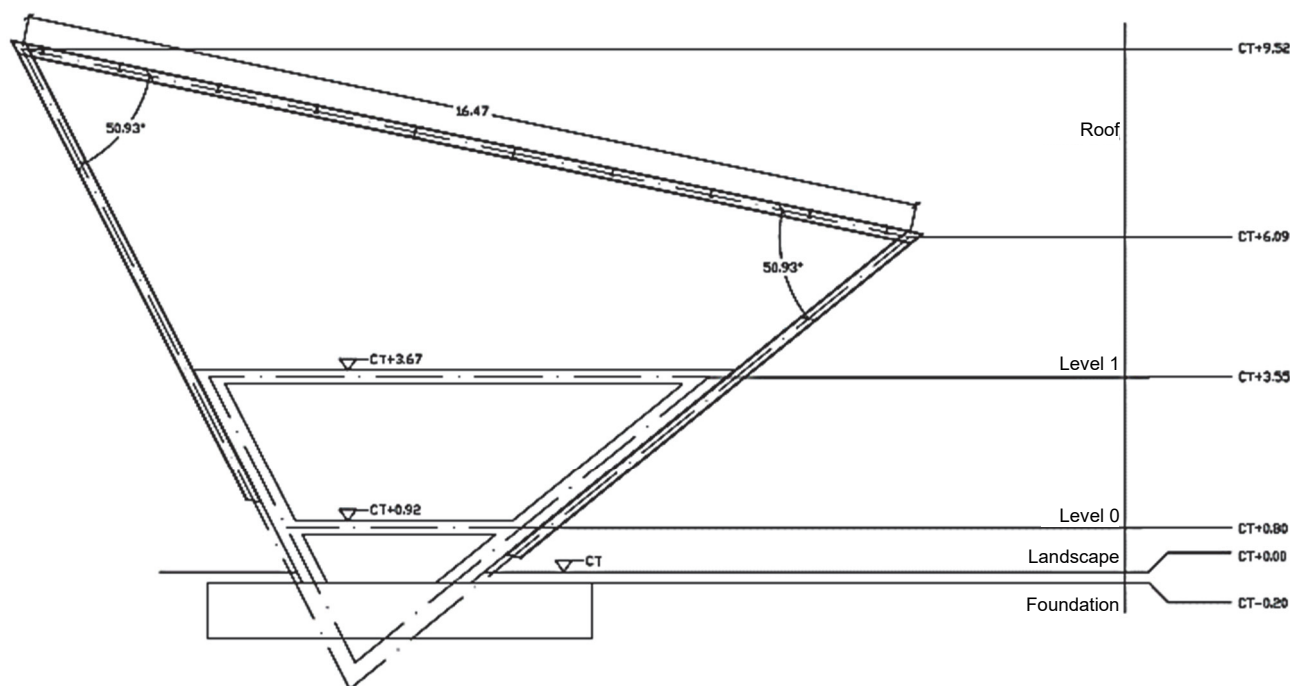


Figure 1. Structural cross section of the different levels of the pyramid (meters), taken through the horizontal plane

The structural design consisting in the definition of “lightweight” roof and wall system has as consequence a substantial reduction of the dead load acting on the structural core. This decision results in an effective dead load reduction of 75%, and effective stress reduction of more than 300% on the anchor level of the pyramid, when compared with a standard wall structural system, such as structural concrete, or other special structural systems. In fact, the use of structural concrete as superstructure would in fact make this project economical not viable, considering the installed development capacity in Azores, and technically, without elaborated design

options such as post tension in most of the structural parts of the structure. The center of gravity of this pyramid is also of special consideration, as it is slightly tilted, therefore, generating natural gravitational displacement towards its east facade. A massive foundation is installed to counteract this effect, beyond its typical standard function with regards to concrete structures. In addition, the inverted geometry generates automatically composed and deviated bending in any of the structural parts of the pyramid, adding additional complexity to design and structural analysis.

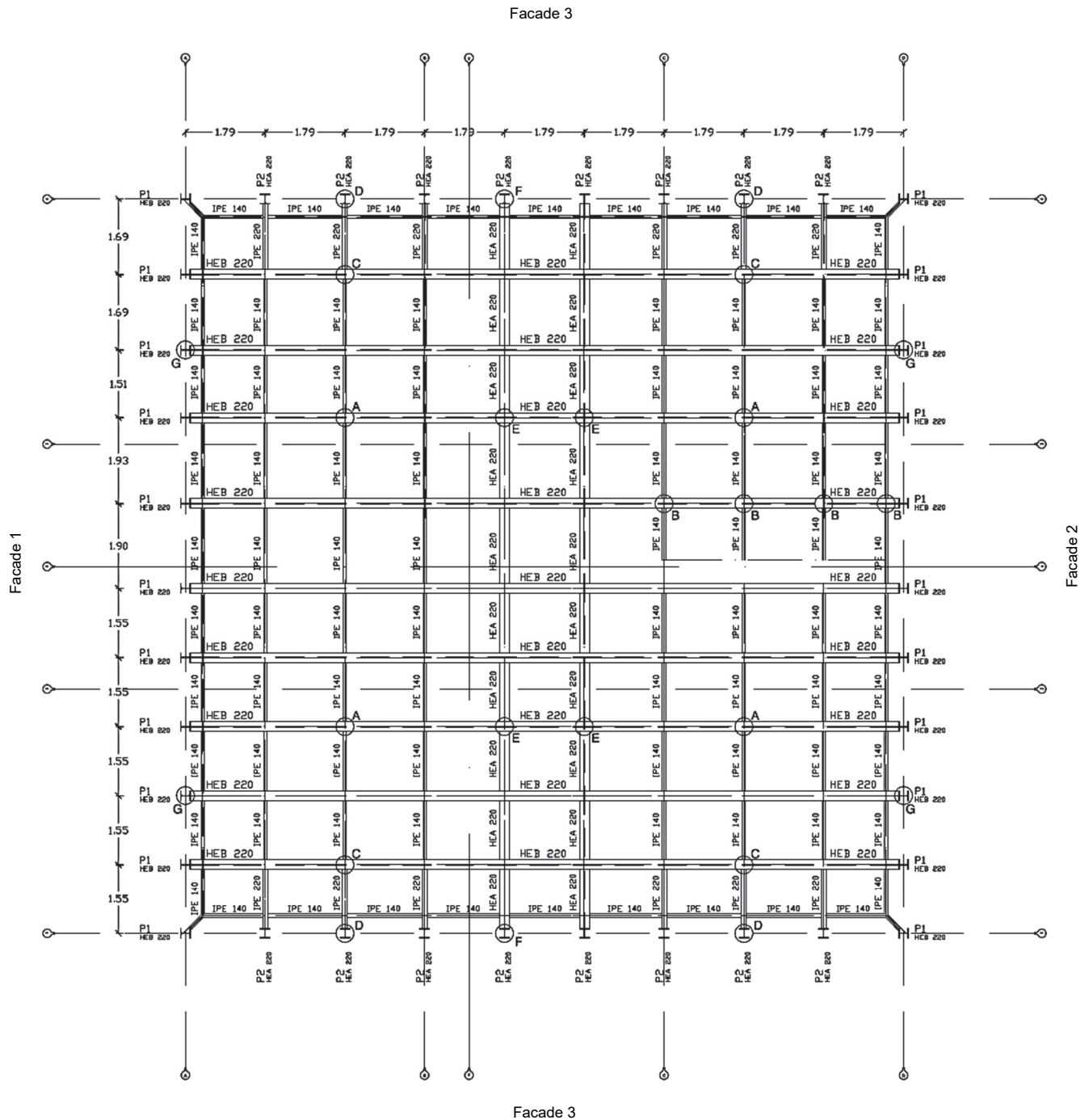


Figure 2. Structural plan for the roof (meters), with definition of structural facades (1–3). H profiles with 220 mm are specified for the highest span (longitudinal axis). Maximum deflection is found at $X/2$ and $Y/2$, and equals approximately 7 mm

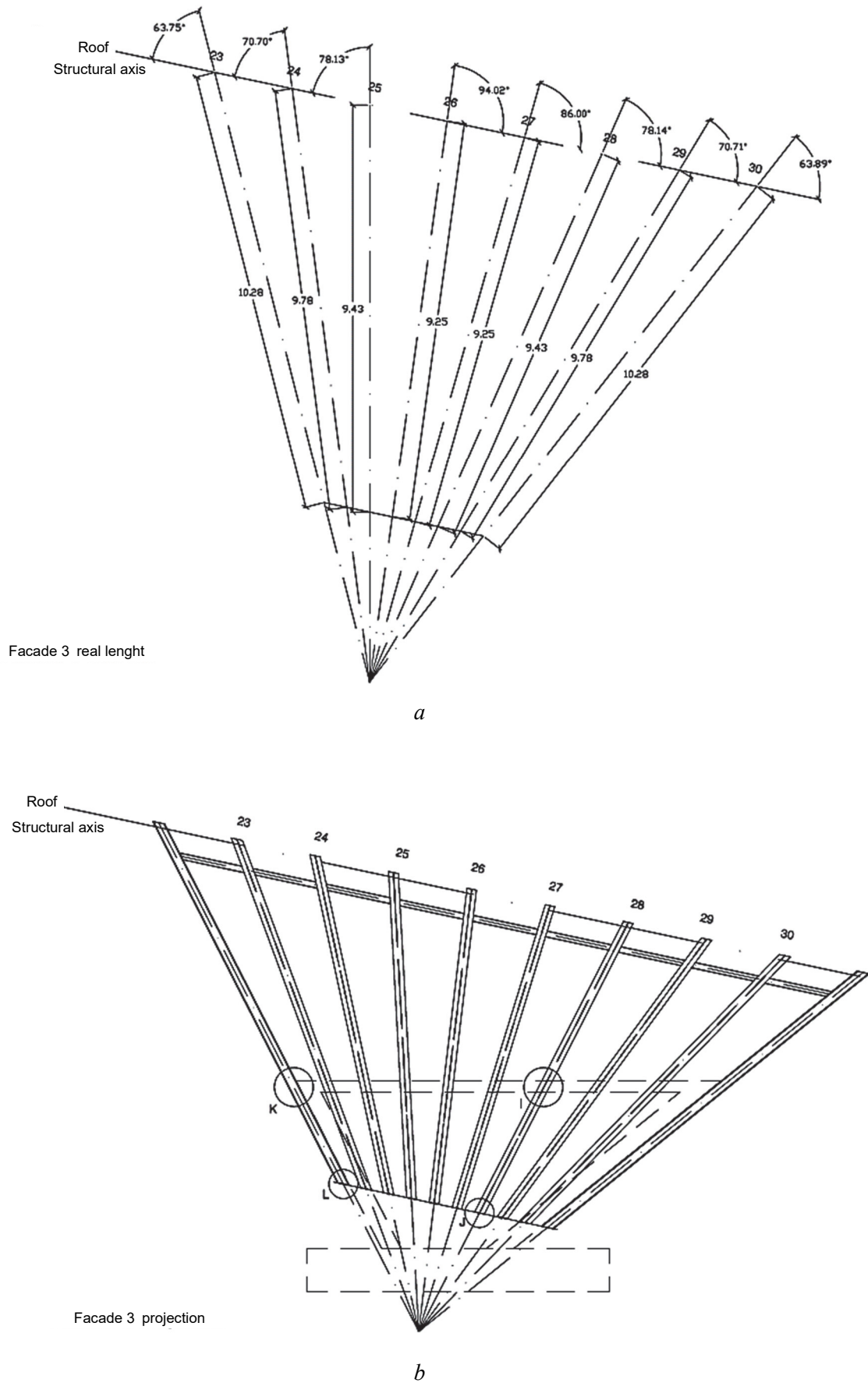


Figure 3. Steel frame specified to wall system in facade 3:
a – real length of the structural elements; b – projection in the x-axis and definition of joint types

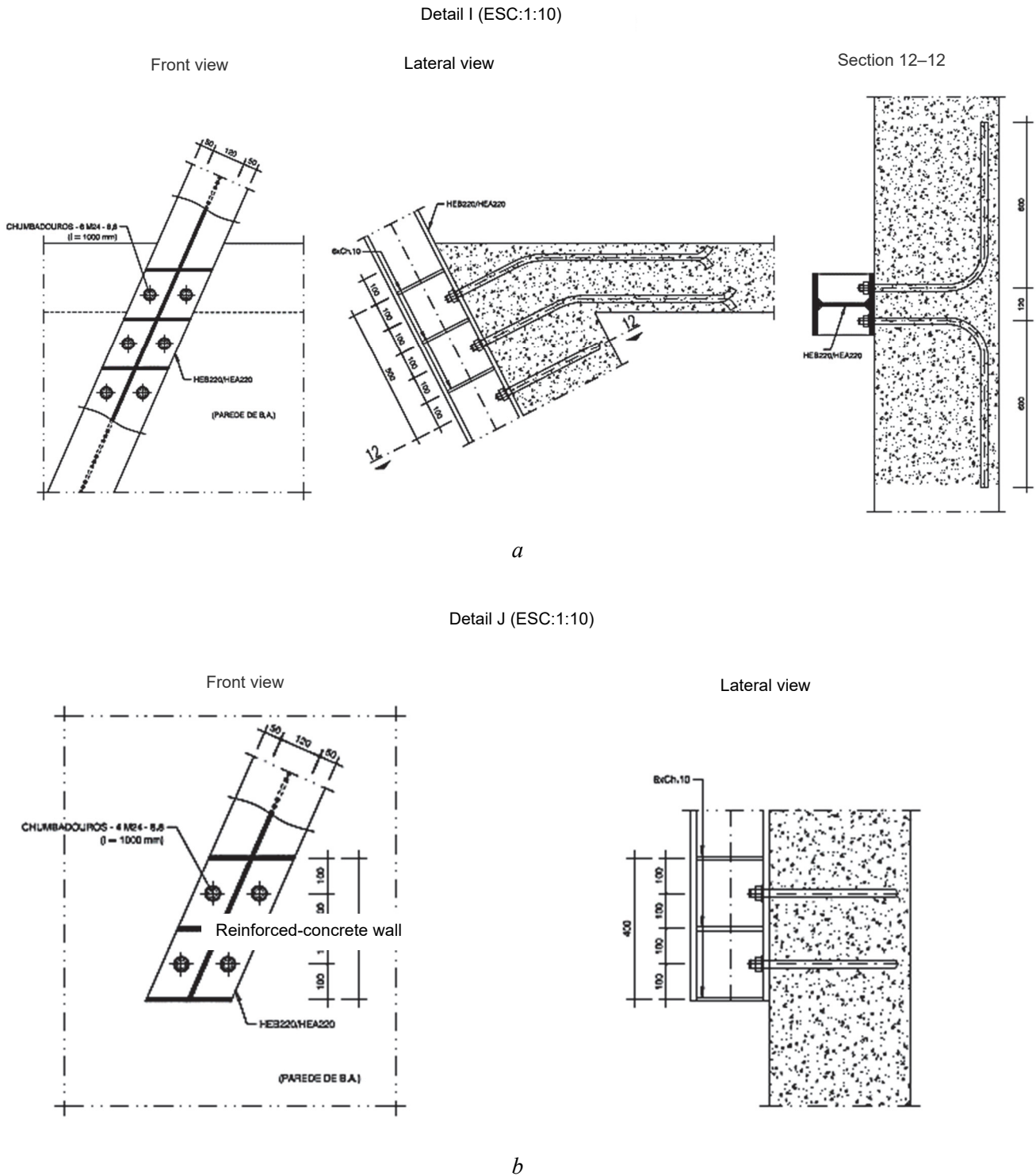


Figure 4. Detail of the anchor points for the connection of the steel shell and reinforced concrete structure: *a* – detail I, with 6 connectors and correspondent stabilizing plates; *b* – detail J, with 4 connectors and correspondent stabilizing plates

A steel mesh of H and I profiles was chosen as superstructure (Figure 2). H profiles with height of 220 mm, are set to perform in a span of 17 m. Due to the tilted geometry of the pyramid, the longitudinal direction of the mesh was prioritized to resistance and the perpendicular direction, prioritized to stability. Expansion joints (G) are installed in H beams to allow horizontal displacements due to e.g. thermal deformations, and integrity of the pair beam-column. H columns are defined coherently with the same section and inertia in the shell superstructure (facades 1–3). A detailed geometry of the steel mesh elaborated for the wall system is shown in Figure 3 (facade 3), where real length of each column is defined.

The shell structure of the inverted pyramid is fully constituted by the defined steel frame, whereas insulation may be placed on the available space left by steel, or beneath it. In the outer skin, stone may be suspended, while the interior skin may comprise finishing in wood or blended wood-mortar panels. This leads to an average dead load of less than 0.5 kN/m^2 , less than the live load considered characteristic in the roof. As nearly all stress generated by any horizontal live or accidental load event will tend to concentrate on the steel frame, stresses are quickly transferred by steel columns and stabilizing beams comprising the wall units towards their anchor points, which are positioned in the concrete structural core (see Figure 3). A detail of such anchor points is shown in Figure 4, designed to pull out structural contribution from the concrete core into the global stability of the structural shell, although additional constructive precautions are raised. The anchor points I–J will develop resistance to e.g. rotation in about 6 to 9 points, absorbing or releasing stresses in the axial plane of the reinforced concrete floor, coupled with the anchor point positioned in the wall unit. The limit state of this type of connection is greater than the pull out strength of reinforcement bars in concrete, viz. $0.24\sqrt{f_{ck}}$ to $0.32\sqrt{f_{ck}}$ (N/mm^2), as it also mobilizes opposing resistant compressive strength exerted by structural concrete (see Figure 4, detail I, section 12–12), as far as yield strength in the screws installed on the head of the connector is not reached.

Structural analysis

The optimization of floor and wall units comprising the structural core was performed by means of finite element analysis (FEM). A linear element was selected for this purpose, from where stress and strain is derived, and reinforcement may be defined, according to stress-strain analysis performed in each structural element. The approach followed the concept of ultimate limits state for 24 load combinations, in order to isolate the most unfavorable load case. This corresponded to the dead load of the structure, coupled with live load imposed by service. The simulation of ultimate and service limit states is obtained from the following general expression, whereas the correspondent design coefficients are utilized [11].

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Qsk} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right],$$

where, S_{Gik} – stress resultant from characteristic values of dead load; S_{Qsk} – stress resultant from characteristic values of live load; S_{Qjk} – stress resultant from characteristic values of remaining live loads (except earthquakes). Minor and major coefficients are set according to design regulations defined elsewhere [11].

Structural integrity is achieved by assuring that the design loads are lower than the resistant load, viz. $S_d \leq R_d$ is fulfilled.

The stress-strain analysis performed show maximum tensions appearing in level 1, due to bending, larger than any major tension (tensile) operating in any part of concrete wall elements, with exception to stress concentration located at the anchor points and singularities, where dead and live loads transferred from the superstructure (steel part) induce stress-strain of considerable magnitude. In particular, the interface of the floor and wall units in facade 2, which corresponds to the steepest angle formed by the inverted pyramid, concurs the highest internal tension in any section of the structure, originating composed compression and tensile stress. A direct comparison with stress-strain in the same region at the opposite facade (1) is elucidatory about how inverted geometry has a tremendous effects in design of reinforced concrete structures, with variations of more than 75% (absolute value of stress), for a differential increment of 25° in the angle with the hypothetical vertical plane Z. The maximum stress operating in reinforced concrete of the inverted pyramid is in fact situated at the interface between the floor and the concrete wall unit, that will be subjected to permanent shear force produced by the dead load of the steel superstructure, coupled with the axial tension generated by structural concrete to opposed horizontal displacements. This permanent load has however a positive effect on bending, and it will reduce deformation in concrete elements in the opposite direction (vertical section plane – YY), as in the case of pre-tensed or post-tensed reinforced concrete. The slab at level 1 will be subjected to permanent axial tension with average value of 100 KN/m and up to 400 KN/m , in singularities of the structure (such as the encounters of wall units, and slabs throughout the section).

To exemplify the application of ultimate limit state in structural concrete, Figure 5 is elaborated, showing the quantity of reinforcement required to fulfill structural integrity in the concrete slab (level 1), predefined with height of 200 mm . Up to $5 \text{ cm}^2/\text{m}$ are required to be distributed in the perpendicular direction with regard to the horizontal plane to hinder tensile stresses due to bending, in the tensioned region of the section plane. The load case refers to the ultimate limit state combination 12 (dead load and corresponding live load characteristic in public spaces), whereas the bending moment of $25 \text{ KN}\cdot\text{m}$ will not lead to any major deflection, being

admitted the contribution of both internal and external bearing walls, designed to hinder rotation of the bearing by specifying reinforcement at the compressed region of the plane, that will take up the double of the value of the bending moment at half span. The evaluation of the maximum deflection in the slab, so that the minimum crack width criterion of 0.2 in ultimate limit state is fulfilled, is within the limit of $L/400$, with a maximum distance between reinforcement limited to 150 mm in the tensioned region of the section plane. This is particularly relevant in external walls, due to marine environment that Azores is geographically linked to.

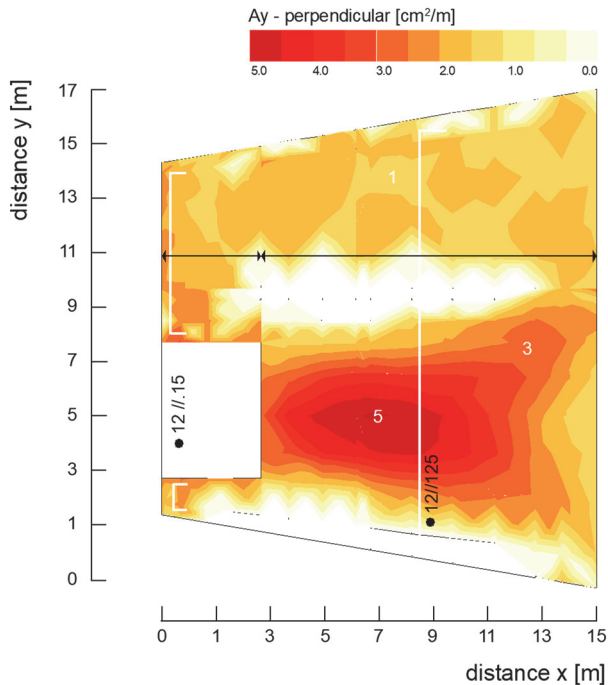


Figure 5. Result of FEM and subsequent stress-strain analysis performed in the main concrete slab (level 1) of the inverted pyramid (negative position of the section plane), from where reinforcement is defined. The load case refers to the ultimate limit state combination 12 (dead load and corresponding live load characteristic in public spaces)

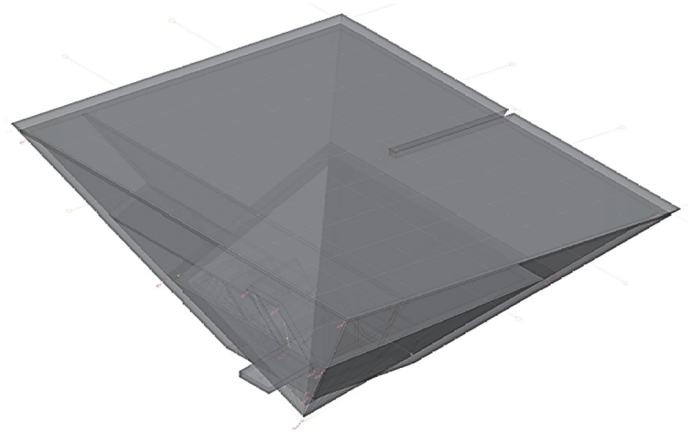


Figure 6. 3D perspective of the inverted pyramid (without scale) credits to James Grainger for the development of the 3D model in CAD [1]

The inverted pyramid (Figure 6), in the most unfavorable load case, will be able to stand up to 4000 KN of force into the mass foundation, and hinder rotations up to 4000 KN·m.

Economics of the inverted pyramid

The tender to launch the inverted pyramid in Azores is based on pricing with reference to 2004. The predicted cost of construction is less than 0.25 million euros, whereas structural costs represents 70% of the tender. The cost can be breakdown in about 70% to steel structures, and the remaining to reinforced concrete structures. The environmental footprint of the project may be elaborated from the mass of each structural system, combined with known characteristic environmental footprint from production. Manufacturing high precision hybrid structures requires accurate production techniques, whereas tolerances shall be restricted to those utilized in the production of steel structures. The complexity of the defined geometry, lead to specification of unique parts in structural elements, in particular the elements composing the steel structure, where each profile has unique dimensions. Such complexity is only compatible with high precision construction methods.

Final remarks

Structural design of this inverted pyramid is an example of how gravitational forces of a theoretical unstable solid can reach equilibrium by using smart structural design and modern engineering analysis and calculus. The proposed structural solution targeted the reduction and optimization of dead loads acting on the structure, while holding its safety parameters.

The use of a standard steel frame will fulfill a free span of 17 meters, with a predicted deflection of 70 mm. Structural wall elements coupling steel elements and insulation have reduced the stress on structural elements such as reinforced concrete structural parts, and foundation. The steel-concrete connection solution adds structural integrity to the system, by pulling structural contribution from the concrete slabs and wall units as resistant elements towards horizontal and vertical loads, within ultimate and service limit state for 24 load combinations.

This approach permitted a feasible and reasonable design of the inverted pyramid, without the use of relatively heavyweight superstructures, and high concentration of steel rods or post tension cables in concrete structural elements, which would require to use special construction techniques, and would represent a duplication of the economy needed to fulfill this project.

Structural design of an inverted pyramid is not a common project in engineering work. Beyond the complexity in design and analysis from a structural point of view, it raises many challenges to production methods, only compatible to rather high accuracy, due to limited allowances that are already characteristic in the manufacturing of steel structures.

Although the scale of the project is not large, when compared to a couple of thousand-meter bridge, we consider this project part of the world heritage of engineering, in the elegance of its time.

References

1. Edwards I.E.S. *The pyramids of Egypt*. Revised edition (first published 1947). Penguin Books; 1986.
2. Benvenuto E. *An introduction to the history of structural mechanics. Part II. Vaulted structures and elastic systems*. Springer-Verlag; 1991.
3. Hook R. *De potencia restitutive*. Londres; 1678.
4. Maxwell J.C. On the calculation of the equilibrium and stiffness of frames. *The Scientific Papers of James Clerk Maxwell*. 1890;2:175–177.
5. Castigliano A. *Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques*. Turin; 1879.
6. Mohr O. Beitrag zur theorie des fachwerks. *Zeitschrift des Architekten und Ingenieur-Vereins zu Hannover* (vol. 20). Hannover: Schmorl & von Seefeld; 1874.
7. Brücken F.L. *Ästhetik und gestaltung*. Stuttgart: Deutsche Verlag-Anstalt; 1984.
8. Underwood D.K. *Oscar Niemeyer and the architecture of Brazil*. New York: Rizzoli; 1994.
9. *Grand Louvre: phase I*. Pei Cobb Freed & Partners.
10. *OMA Partners – Music House in Porto*. 2000.
11. Eurocodes, CEN. 1997–2020.



СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ СООРУЖЕНИЙ SEISMIC RESISTANCE

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-3-270-277
UDC 624.012

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

The effect of story drift in a multi-story building under the influence of an earthquake

Dmitriy A. Sharapov¹, Tesfaldet H. Gebre², Yusuf M. Ali^{1*}

¹Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, 29 Polytechnicheskaya St, Saint Petersburg, 195251, Russian Federation

²Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation

*engyusufmohamed132@gmail.com

Article history

Received: March 31, 2021

Revised: May 20, 2021

Accepted: May 28, 2021

For citation

Sharapov D.A., Gebre T.H., Ali Y.M. The effect of story drift in a multi-story building under the influence of an earthquake. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(3): 270–277. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-270-277>

Abstract. This paper content is structure subjected sudden story drift as a result from earthquakes, forming hinges and eventually collapsing. The aim of this paper is to develop building thirty story building for seismic in Khartoum using finite element method (FEM) and the equivalent lateral force (ELF) procedure of American code ASCE 7-16. In current work the thirty-story reinforced concrete building was considered is to analyze the seismic behavior of the reinforced concrete structure to find the drift between the story by finding the maximum displacement from the program that causes the building to collapse, by choosing the shear wall as the support system to resist the lateral load and by looking to model the building inclined to the horizontal plane. Calculations were also made on the drift between the story to compare with the allowable drift. It is implemented in the Robot structural program – an ingenious program for designing and analyzing lateral (seismic) loads.

Keywords: story drift, reinforced concrete, building, displacement, seismic behavior

Влияние смещения этажей в многоэтажном здании под воздействием землетрясения

Д.А. Шаратов¹, Т.Х. Гебре², Ю.М. Али^{1*}

¹Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Российская Федерация, 195251, Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д. 29

²Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6

*engyusufmohamed132@gmail.com

История статьи

Поступила в редакцию: 31 марта 2021 г.

Доработана: 20 мая 2021 г.

Принята к публикации: 28 мая 2021 г.

Аннотация. Изучается структура здания, подвергнутого в результате землетрясений внезапному смещению этажей, образующему петли и приводящему к разрушению строения. Цель исследования – разработать тридцатэтажное сейсмическое здание в Хартуме с использованием метода ко-

Dmitriy A. Sharapov, Associate Professor, Department of Higher School of Hydraulic and Power Engineering, Institute of Civil Engineering, Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University; eLIBRARY SPIN-code: 4841-6122, Researcher ID: J-6334-2013, Scopus Author ID: 55101174500, ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-8650-2375>

Tesfaldet H. Gebre, research assistant, Department of Civil Engineering, Academy of Engineering, Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University); eLIBRARY SPIN-code: 2587-8700, Scopus Author ID: 57212348775; ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-7168-5786>

Yusuf Mohamed Ali, master student, Department of Higher School of Hydraulic and Power Engineering, Institute of Civil Engineering, Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University; ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-8777-1961>

Шаратов Дмитрий Андреевич, кандидат технических наук, доцент, Высшая школа гидро-технического и энергетического строительства, Инженерно-строительный институт, Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого; eLIBRARY SPIN-код: 4841-6122, Researcher ID: J-6334-2013, Scopus Author ID: 55101174500, ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-8650-2375>

Гебре Тесфалдет Хадземес, ассистент, департамент строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов; eLIBRARY SPIN-код: 2587-8700; Scopus Author ID: 57212348775, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-7168-5786>

Али Юсуф Мохамед, магистрант, Высшая школа гидротехнического и энергетического строительства, Инженерно-строительный институт, Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого; ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-8777-1961>

© Sharapov D.A., Gebre T.H., Ali Y.M., 2021

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

Для цитирования

Sharapov D.A., Gebre T.H., Ali Y.M. The effect of story drift in a multi-story building under the influence of an earthquake // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 3. С. 270–277. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-270-277>

нечных элементов (МКЭ) и процедуры эквивалентной боковой силы (ELF) американского кодекса ASCE 7-16. Анализируется сейсмическое поведение железобетонной конструкции тридцатиэтажного железобетонного здания для определения смещения между этажами путем нахождения максимального смещения по программе, приводящего к разрушению здания, выбора сдвиговой стены в качестве опорной системы для сопротивления боковой нагрузке и моделирования здания, наклоненного к горизонтальной плоскости. Расчеты по смещению между этажами для определения допустимого смещения проведены в структурной программе Robot (оригинальная программа для проектирования и анализа боковых (сейсмических) нагрузок).

Ключевые слова: смещение этажей, железобетон, здание, смещение, сейсмичность

Introduction

Multi-story structures made of reinforced concrete hold a significant market share in the world. The position of the shear wall should be carefully considered as it gives different seismic load resistance performance [1]. These structures are typically upheld laterally by cantilever shear wall or foundation wall, which are discarded asymmetrically around the structure causing a large displacement of the stiffness center (CR) from the mass center (CM) of the structure. The displacement, also known as the central eccentricity, can amplify a large building displacement in seismic conditions, thus increasing the building's exposure to severe damage [2]. The displacement request of a building is always more important at its edges.

Drift has been defined in terms of total drift (the total lateral displacement at the top of the building) and inter story drift is defined as the relative lateral displacement occurring between two consecutive building levels. The drift index is a simple estimate of the lateral stiffness of the building and is used almost exclusively to limit damage to nonstructural components [3].

Lateral deflection and drift affect the entire building or structure [4]. Above 25 stories, the relatively high lateral flexibility of the frame calls for uneconomically large members in order to control the drift [5].

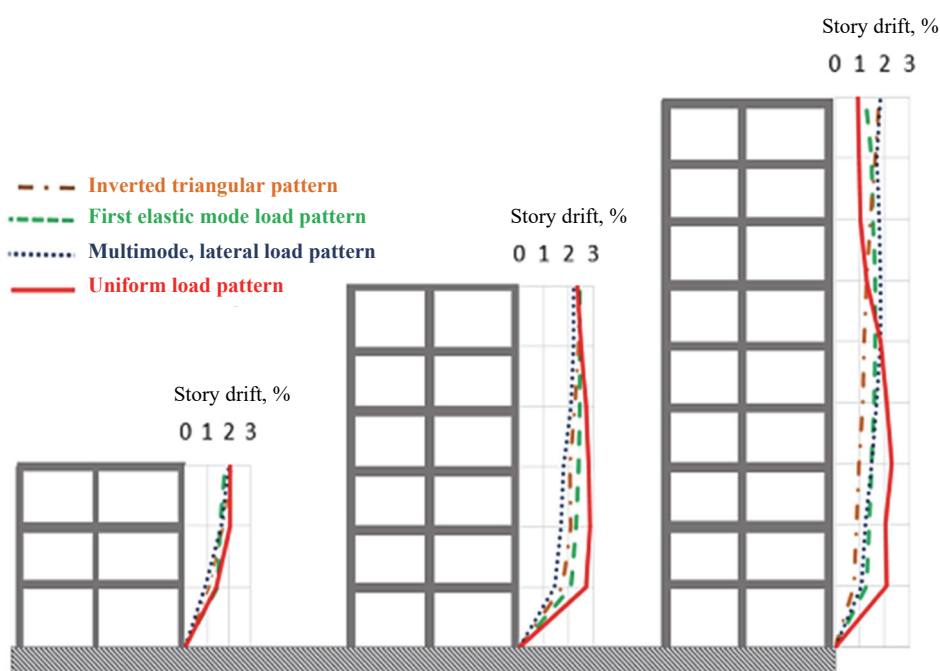


Figure 1. The story drift profile along the height of frames [6]

In Figure 1, story drift profiles are introduced along tire heights dependent on the invert three-sided load designs, flexibility first mode, multi-mode, and uniform examples. Likewise, nonlinear sequential history analyzes were performed on case study framework for specific ground movements.

System structure used to reduce the displacement due to the earthquake framed tube structures

In this system, the perimeter of the building consists of closely spaced columns connected by deep spandrel beams (Figure 2) [2]. The system works quite efficiently as a hollow vertical cantilever. However, lateral drift due to the axial displacement of the columns commonly referred to as chord drift and web drift, caused by shear and bending deformations of the spandrels and columns, may be quite large depending upon the tube geometry. For example, if the plan aspect ratio is large, say, much in excess of 1:2.5, it is likely that supplemental lateral bracing may be necessary to satisfy drift limitations. The economy of the tube system therefore depends on factors such as spacing and size of columns, depth of perimeter spandrels, and the plan aspect ratio of the building.

This system should, however, be given serious consideration for buildings taller than about 40 stories. In its simplest terms, a framed tube can be defined as a three-dimensional system that engages the entire building perimeter to resist lateral loads. To create a wall-like three-dimensional structure it is a necessary requirement to place columns on the building exterior relatively close to each other, joined by deep spandrel girders.

Shear wall

Shear walls are reinforced concrete walls that are used in tall buildings to resist loads from wind or seismic movements in addition to vertical loads. Shear wall is one of the most commonly used lateral load resisting systems in buildings. Shear wall has high plane stiffness and strength which can be simultaneously resist large horizontal loads and support gravity loads, which significantly reduces the lateral sway of the building and there by reduces damage to structures and its contents.

When the shear wall is strong enough, it will transfer the horizontal load to the next element in the load path below them such as floors, other shear walls, slabs or footings. Shear wall also provides lateral stiffness to prevent the roof or floor above from large lateral sway. When shear wall is stiff enough, they will prevent floor and roof from moving off their supports. Also, buildings that are sufficiently stiff will usually suffer less non-structural damage.

Shear walls behavior depends upon the material used, wall thickness, wall length, wall positioning in building frame. Since shear wall carry large horizontal earthquake forces, the overturning effects on it is large. Shear wall in buildings must be symmetrically located in plan to reduce ill-effects of twist in buildings. When shear wall is placed in advantageous positions in the building, they can form an efficient lateral force resisting system by reducing lateral displacements under earthquake loads [7]. Shear walls carry the adequate lateral strength to resist incoming horizontal earthquake forces [8].

The shape and plan position of the shear wall influences the behavior of the structure considerably, the position of shear wall will affect the attraction of forces, so that wall must be in proper position. If the dimensions of shear wall are large then major number of horizontal forces are taken by shear wall. Providing shear walls at adequate locations substantially reduces the displacements due to earthquake [9]. The design base shear (V_b) shall be distributed along the height of the building as per the [10].

The walls are in various forms such as U, I, T, L, E, or as a line and are usually continuous until the bases are in a cantilever shape. These mentioned walls may be solid or container on the openings, depending on the architectural function performed by the wall, but it is worth noting that the openings increase the complexity of the construction work, especially in those cases where these openings are asymmetrical, infrequent, or irregular. Although shear walls are often suitable in concrete structures, we find that they are sometimes used as part of steel structures containing huge steel panels, especially in areas exposed to maximum values of shear forces. The walls are single, or (Link Wall), which connects to the slabs or beams while neglecting the moments, or (Coupled Wall), which is connected by elements to resist moment.

A Ravi Kumar et al [11] conducted a thorough study for determining the solution for shear wall location in multi-story building as shown as in Figure 2 based on its elastic and plastic behaviors. He analyzed a 10-storey building, 40 m in height for earthquake load using ETABS. He concluded that shear walls are one of the most effective building elements in resisting lateral forces during earthquake and for a developing nation shear wall construction is considered to be a back bone for construction industry [11].

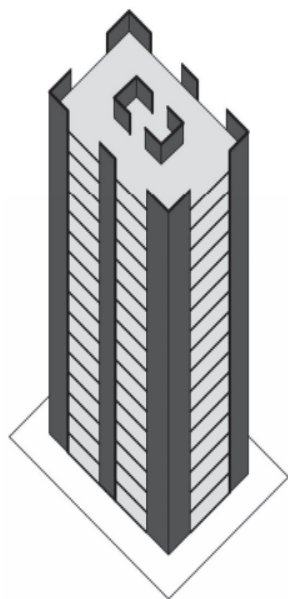


Figure 2. Shear wall system [12]

Coupled shear walls system

In many shear wall buildings, a regular pattern of openings will be required to accommodate windows, doors, or both, shear walls such as those shown in Figure 3 [13], exhibits a stiffness that far exceeds the summation of the individual wall stiffnesses. This is because the interconnecting slab or beam restrains the cantilever bending of individual walls by forcing the system to work as a composite unit. It is seen that the total overturning moment, M , in the wall without openings shown in Figure 4, *a*, is resisted at the base entirely by flexural stresses. On the other hand, shown in Figure 4, *b*, *c*, axial forces as well as moments occur at the base to resist the overturning moment. This system is economical for buildings in the 40-story range. Since planar shear walls carry loads only in their plane, walls in two orthogonal directions are generally required to resist lateral effects.

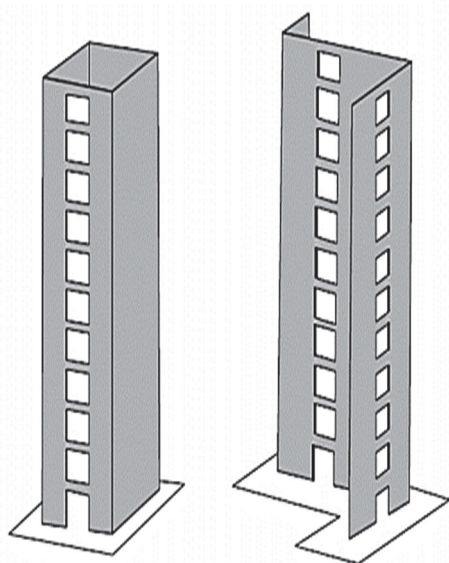


Figure 3. Coupled shear walls [13]

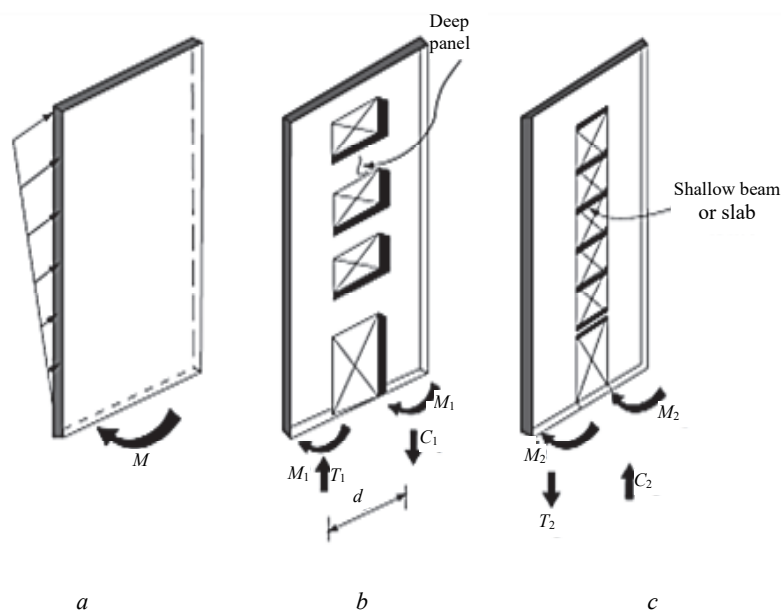


Figure 4. Lateral load-resistance of single and coupled shear walls [13]

Position of shear wall need to be considered carefully because it gives difference performance to resisting earthquake load. In choosing suitable locations for lateral-force-resisting shear walls, three additional aspects should be considered:

1) for the best torsional resistance, as many of the walls as possible should be located at the periphery of the building;

2) in multi-story buildings situated in high-seismic-risk areas, a concentration of the total lateral force resistance in only one or two shear walls are likely to introduce very large forces to the foundation structure, so that special enlarged foundation may be required;

3) the more gravity load can be routed to the foundations via a shear wall, the less will be the demand for flexural reinforcement in that wall and the more readily can foundations be provided to absorb the overturning moments generated in that wall [14].

Ideally, the structural engineer should select the most suitable structural elements to resist gravity and lateral (wind and seismic loads). However, perfect design conditions are seldom present. A structural engineer must understand the following limitations to the most efficient design:

- interior planning for architects;
- selected materials;
- architects' selection of exterior cladding and décor;
- the size of the expected horizontal loads;
- height determined by the owner and architectural preferences.

The walls are single, or link wall, which connects to the slabs or beams while neglecting the moments, or coupled wall, which is connected by elements to resist moment.

Methodology

In order to calculate the drift, we created a thirty-story model in the Robot structural program and made an analysis according to the ASCE 7-16 code¹. The results of this analysis will help to obtain the maximum displacement. To find the drift, we did calculations in Excel sheet.

To determine the design of story drift, as shown in Table 12.12-1 in code ASCE 7-16, involves the following steps:

1. Determine the lateral deflections at the different floor levels by an elastic investigation of the structure under the design base shear. The lateral deflection at floor level x , gotten from this analysis, is δ_{max} .

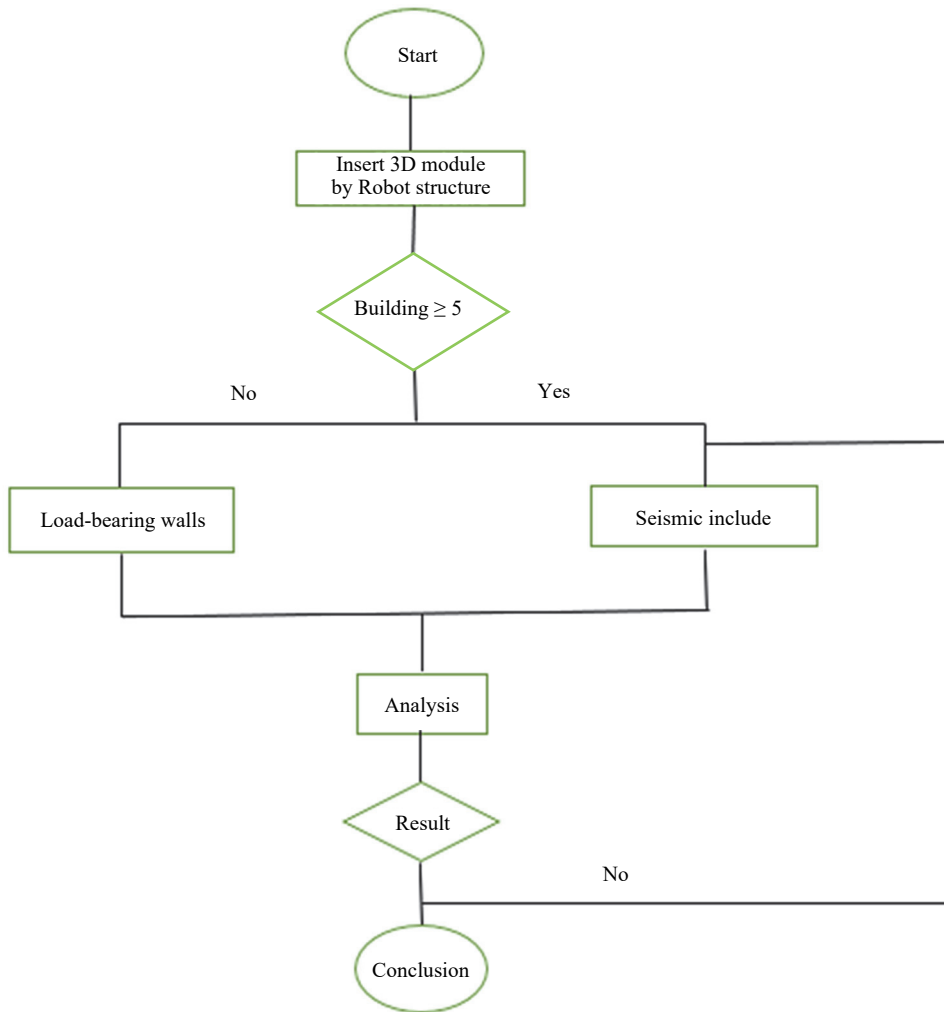


Figure 5. Algorithm process for project

2. Amplify δ_{xe} by the deflection amplification factor, C_d . The amount $C_d\delta_{max}$ is an expected design seismic displacement at floor level x . ASCE 7–16 requires this amount to be isolated by the importance factor, I_e , because the forces under which the δ_{max} , displacement is registered are already amplified by I_e . Since ASCE 7-16 drift limits are tighter for structures in higher inhabitation classes, this division by I_e is significant. Without it, there would be a twofold fixing of drift impediments for structures with seismic significance factors more prominent than one.

$$\delta_m = \frac{\delta_{max} \cdot C_d}{I_e} \tag{1}$$

¹ ASCE/SEI 7-16. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers; 2017.

Calculation earthquake eccentricity direction Y, for stories parking and center 1: $\delta_{\max}^{\text{Center}} = 1.5$; $\delta_{\max}^{\text{Parking}} = 0.3$; $C_d = 4.5$.

$$\delta_m(\text{parking}) = \frac{4.5 \times 0.3}{1} = 1.35 \text{ mm.}$$

$$\Delta_s(\text{parking}) = \delta_m(\text{parking}) - 0 = 1.35 - 0 = 1.35 \text{ mm.}$$

$$\delta_m(\text{Center 1}) = \frac{4.5 \times 1.5}{1} = 6.75 \text{ mm.}$$

$$\Delta_s(\text{Center 1}) = \delta_m(\text{Center 1}) - \delta_m(\text{Parking}) = 6.75 - 1.35 = 5.4 \text{ mm.}$$

The quantity $C_d \delta_{xe} / I_e$ at floor level x is dx , the adjusted design earthquake displacement.

3. Calculate the design story drift Δ_x for story x (the story underneath floor level x) by deducting the changed design seismic displacement at the lower part of story x (floor level $x-1$) from the changed design seismic displacement at the highest point of story x $\Delta_x = \delta_x - \delta_{x-1}$.

The Δ_x values must be kept within limits, as given in ASCE 7-16 code for (Table 12.12-1).

Let us consider a fragment of the algorithm Figure 5 for creating a digital of a structure, namely, the process from the beginning of drawing 3D modeling to the result of the story drift check.

During the study, a drawing of 30 floors will be used by the structural robot program. The building will be analyzed after loading the loads for each floor by using the ASCE 7-16 code. This will be followed by the third stage: the structural model will be done by making the calculations and comparing them manually. In the next (fourth) stage, we determine if the results are identical and meet the requirements of the analytical investigations of the building, and after that, the design determines whether the resulting model meets the requirements for completion.

Result and discussion

The drift evaluation was checked as demonstrated in Table, to calculate the displacement, by taking data from program. Equivalent linear static analysis of the case study structures was performed using a primary Robot dependent on lateral force. Identified as ASCE 7-16 code for seismic work in Sudan. The seismic mass was determined considering 100% of the dead load and 25% of the storage load, the horizontal surface forces were resolved dependent on the seismic load. After determining the lateral forces, static linear analyzes were performed on each of the thirty story buildings. The static analysis procedure is used to obtain the maximum displacement. From the formula (1) we should find the amplified displacement. By deduct between the two amplified displacement stories we should find the story drift.

Calculation check drift from Excel

EQECC DIRECTION Y						
$C_d = 4.5$		$I_e = 1$		$D_m = 0.02$		
Story	High	Maximum elastic displacement	Amplified displacement	Story drift	Allowable drift	Check
		δ_{\max}	δ_m	Δ_s	Δ_a	
Parking	2800	0.3	1.35	1.35	56	Ok
Center 1	2800	1.5	6.75	5.4	56	Ok
Center 2	3500	4.5	20.25	13.5	70	Ok
Center 3	3500	9.3	41.85	21.6	70	Ok
Center 4	3500	15.5	69.75	27.9	70	Ok

The end of the Table

EQECC DIRECTION Y						
$C_d = 4.5$		$I_e = 1$		$D_m = 0.02$		
Story	High	Maximum elastic displacement	Amplified displacement	Story drift	Allowable drift	Check
		δ_{max}	δ_m	Δ_s	Δ_a	
Center 5	3500	22.9	103.05	33.3	70	Ok
Story 1	3000	30.1	135.45	32.4	60	Ok
Story 2	3000	37.9	170.55	35.1	60	Ok
Story 3	3000	46.4	208.8	38.25	60	Ok
Story 4	3000	55.3	248.85	40.05	60	Ok
Story 5	3000	64.6	290.7	41.85	60	Ok
Story 6	3000	74.3	334.35	43.65	60	Ok
Story 7	3000	84.3	379.35	45	60	Ok
Story 8	3000	94.5	425.25	45.9	60	Ok
Story 9	3000	104.9	472.05	46.8	60	Ok
Story 10	3000	115.5	519.75	47.7	60	Ok
Story 11	3000	126.2	567.9	48.15	60	Ok
Story 12	3000	136.9	616.05	48.15	60	Ok
Story 13	3000	147.6	664.2	48.15	60	Ok
Story 14	3000	158.3	712.35	48.15	60	Ok
Story 15	3000	168.9	760.05	47.7	60	Ok
Story 16	3000	179.5	807.75	47.7	60	Ok
Story 17	3000	189.9	854.55	46.8	60	Ok
Story 18	3000	200.3	901.35	46.8	60	Ok
Story 19	3000	210.5	947.25	45.9	60	Ok
Story 20	3000	220.6	992.7	45.45	60	Ok
Story 21	3000	230.6	1037.7	45	60	Ok
Story 22	3000	240.4	1081.8	44.1	60	Ok
Hall	3000	250.5	1127.25	45.45	60	Ok
Roof	4000	263	1183.5	56.25	80	Ok

Conclusion

This paper explains the contents of the drift between stories, and the use of some theories to reduce the drift. After analyzing the structural model from the Robot structural analysis, we used the maximum displacement of the story in the Y direction. It's evident from Table that for all stories the lateral drift obtained from the prescribed lateral force in direction Y are less than the limiting value.

The allowable overall building drift for strength level Earthquake was $\Delta_s < 0.020h_{sx}$ from ASCE 7-16. The allowable overall building drift for strength level earthquake is $H/50 = 92\,600 / 50 = 1852$ mm and the building drift is 1183.5 mm which is within the limit. Thusly, it is protected to utilize the shear wall in the model. Based on this study, it was seen that the utilization of shear wall can contribute to increased structural rigidity. It diminishes the regular time of structure, lateral displacement and story-drift essentially.

References

1. Dwivedi A.K., Mishra R. Symmetrically and non-symmetrically pattern of shear walls. *International Journal for Innovative Research in Science & Technology*. 2016;2:3.
2. Lumantarna E., Lam N., Wilson J.L. Methods of analysis for buildings with uni-axial and bi-axial asymmetry in regions of lower seismicity. *Earthquakes and Structures*. 2018;15(1):81–95. <https://doi.org/10.12989/eas.2018.15.1.081>
3. Jaya P., Alandkar P.M. Drift analysis in multistoried building. *IJESRT Journal*. 2016;5(12):16. <https://doi.org/10.5281/zenodo.203914>
4. Mishra M.P., Dube S.K. Seismic drift control in soft storied RCC buildings. *International Journal of Engineering and Technical Research*. 2015;3:2454–4698.
5. Smith B.S., Coull A. *Tall building structures analysis and design*. First edition. Library of Congress Cataloging; 1991.
6. Taghinezhad R., Taghinezhad A., Mahdaviifar V., Soltangharaei V. Evaluation of story drift under pushover analysis in reinforced concrete moment frames. *IJRE*. 2018;5(1):296–302.
7. Tarigan J., Manggala J., Sitorus T. The effect of shear wall location in resisting earthquake. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 2017;309:012077. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/309/1/012077>
8. Eusuf M.A., Rashid K.A., Hasan A.A. Shear wall construction in buildings: a conceptual framework on the aspect of analysis and design. *Applied Mechanics and Materials*. 2012;268–270:706–711. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.268-270.706>
9. Shah A.H., Soni P. *Comparative study of shear wall in multistorey R.C. building*. Andheri, Mumbai, Maharashtra; 2013.
10. Kulkarni M.V., Pise C.P., Deshmukh C.M., Kadam S.S., Lakade G.D., Pawar Y.P. Effect of seismic forces and wind on base shear of high-rise buildings by is 1893. *IJCIET*. 2018. P. 10.
11. Kumar A.R., Kumar K.S. Analysis and design of shear wall for an earthquake resistant building using ETABS. *IJCIET*. 2017;4(5):73–79.
12. Gunel M.H., Emre Ilgin H. *Tall buildings – structural systems and aerodynamic form*. Routledge Taylor and Francis Group; 2014. <https://doi.org/10.13140/2.1.2658.4002>
13. Taranath B.S. *Reinforced concrete design of tall buildings*. CRC Press; 2009.



ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ EXPERIMENTAL RESEARCHES

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-3-278-287
 UDC 62-233.27

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Experimental verification of new features of bearing operation under combined loading conditions

Valeriy V. Kirilovskiy*, Yuri V. Belousov

Bauman Moscow State Technical University (National Research University), 5 2nd Baumanskaya St, bldg 1, Moscow, 105005, Russian Federation
 *kvv@bmstu.ru

Article history

Received: February 22, 2021
 Revised: April 2, 2021
 Accepted: April 21, 2021

Abstract. Bearing units of lifting machines, products of construction, road, aviation, space and other branches of technology are very important structural elements, since the failure of even one bearing can cause the failure of the entire product. The results of experimental verification of the theoretical model of bearing operation under combined loading conditions are presented. The behavior under load of bearing units in the most general case can be represented by a sequence of five design schemes, expressed in the form of five statically indeterminate beams. The purpose of the experiments was to test this model under real loading conditions. The experiments were based on the analysis of the geometric shape of the curved elastic line, which the shaft of the bearing assembly acquires under load. The experimental results confirmed the validity of the model and showed that the previously generally accepted model of a two-support beam is not implemented. The conclusion is confirmed that in responsible lifting machines, as well as in responsible products of construction, road, aviation, space and other branches of technology, it is impractical to calculate bearings according to the traditional method, since an erroneous value of bearing durability can be obtained, overestimated from 28.37 to 26.663.9 times.

Keywords: shaft supports, design scheme, reactions in supports

For citation

Kirilovskiy V.V., Belousov Yu.V. Experimental verification of new features of bearing operation under combined loading conditions. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(3):278–287. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-278-287>

Экспериментальная проверка новых особенностей работы подшипников в условиях комбинированного нагружения

В.В. Кириловский*, Ю.В. Белоусов

Московский государственный технический университет имени Н.Э. Баумана (национальный исследовательский университет), Российская Федерация, 105005, Москва, ул. 2-я Бауманская, д. 5, стр. 1
 *kvv@bmstu.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 22 февраля 2021 г.
 Доработана: 2 апреля 2021 г.
 Принята к публикации: 21 апреля 2021 г.

Аннотация. Подшипниковые узлы грузоподъемных машин, изделий строительной, дорожной, авиационной, космической и других отраслей техники являются очень ответственными элементами конструкций, поскольку выход из строя даже одного подшипника может стать причиной отказа всего изделия. Пред-

Valeriy V. Kirilovskiy, Associate Professor, Department of Bases of Machine Design, PhD (Technical Sciences); eLIBRARY SPIN-code: 4512-5571.
 Yuri V. Belousov, Associate Professor, Department of Bases of Machine Design, PhD (Technical Sciences); Scopus Author ID: 57192978540, eLIBRARY SPIN-code: 7102-6966.
 Кириловский Валерий Владимирович, доцент, кафедра основ конструирования машин, кандидат технических наук; eLIBRARY SPIN-код: 4512-5571.
 Белоусов Юрий Вениаминович, доцент, кафедра основ конструирования машин, кандидат технических наук; Scopus Author ID: 57192978540, eLIBRARY SPIN-код: 7102-6966.

© Kirilovskiy V.V., Belousov Yu.V., 2021

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

Для цитирования

Кириловский В.В., Белоусов Ю.В. Экспериментальная проверка новых особенностей работы подшипников в условиях комбинированного нагружения // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 3. С. 278–287. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-278-287>

ставлены результаты экспериментальной проверки теоретической модели работы подшипников в условиях комбинированного нагружения. Поведение под нагрузкой подшипниковых узлов в наиболее общем случае может быть представлено последовательностью из пяти расчетных схем, выраженных в виде пяти статически неопределимых балок. Целью проведения экспериментов явилась проверка данной модели в условиях реального нагружения. Эксперименты были построены на анализе геометрической формы изогнутой упругой линии, которую приобретает вал подшипникового узла под нагрузкой. Полученные результаты подтвердили справедливость модели и показали, что использовавшаяся ранее общепризнанная модель двухопорной балки не реализуется. Подтвержден вывод о том, что в ответственных грузоподъемных машинах, а также в ответственных изделиях строительной, дорожной, авиационной, космической и других отраслей техники нецелесообразно рассчитывать подшипники по традиционной методике, поскольку может быть получено ошибочное значение долговечности подшипников, завышенное от 28,37 до 26663,9 раз.

Ключевые слова: опоры валов, расчетная схема, реакции в опорах

Introduction

Increased requirements for long-term trouble-free operation are imposed on the bearing units of lifting machines, as well as to the units of critical products in the construction, road, aviation, space and other branches of technology, since they must operate in the widest range of external operating conditions – from normal to critical and maximum permissible. In all cases, the calculation of the strength of the bearing units is reduced to the calculation of the durability of the standard bearings used in this units. It is very important to have accurate and reliable information about the forces acting on the bearings, because in any, even the most unfavorable external conditions, it is these forces that cause the bearings to malfunction and, accordingly, they determine their durability.

The forces acting on the bearings are the reactions in the supports of the beam, which is used as a design model in relation to a given bearing unit. The traditional, generally accepted design model for calculating and designing bearing units is a two-support beam, i.e. a smooth beam mounted on two hinged supports (Figure 1, *a*). When this beam deflects under the action of an external radial force F_r directed downward, its free ends rise upward, and the cross-sections located on the supports make a hinge rotation at a certain angle α . In this case, one radial reaction occurs at a time on each support R_A and R_D .

However, at the N.E. Bauman Moscow State Technical University developed a theoretical model of the internal interaction under load of the parts of single-row radial ball bearings installed according to the spur pattern [1]. The model covers the most general conditions of combined loading, including axial F_a and continuously increasing radial F_r forces. In accordance with this model, the behavior of bearing units is most adequately described by a sequence of five design models, expressed in the form of five statically indeterminate beams. We call three of these five models the main ones – seal with an additional hinged support (Figure 1, *b*), double-sided seal (Figure 1, *c*), two double hinged supports (Figure 1, *d*). And the other two we call intermediate or transitional models – double hinged support on the left, simple hinged support on the right (Figure 1, *e*) and double hinged support on the left, seal on the right (Figure 1, *f*). The specified theoretical model justifies the development of several design models by the fact that, under conditions of combined load, the nature of the interaction of bearing parts does not remain constant and changes, therefore, the functions of the supports that the bearings perform under load are also modified and converted from one type of support to another type. It was found that the specific type of design model (type of beam) that can be applied to a given bearing unit depends on the magnitude of the radial force F_r . In turn, the composition, magnitude and direction of reactions in supports depend on the type of design model. And the nature of the reactions depends on the durability of the bearings, therefore the type of the design model is a very important, if not the primary in importance, characteristic in the calculation and design of bearing units.

Due to the fact that bearing units for general engineering applications operate under statically indeterminate design models, the loads acting on the bearings (reactions in the bearings) will actually be greater than the traditional design model of a two-support beam suggests. Therefore, the traditional bearing design method based on this two-support beam overestimates the durability values. The variance between the calculated and actual resource can reach 50 to 100 times [2]. This is a major disadvantage of the traditional bearing design method. Earlier, to explain this discrepancy, a large number of assumptions were made, based on important, but not primary factors. In accordance with one of them, the discrepancy is associated with the features of the condition of the oil layer, its contamination and other parameters, therefore it was proposed to introduce additional coefficients into

the calculation dependencies given in the international standard ISO 281: 2007 “Dynamic load ratings and rating life” features. The necessity to take these parameters into account under constant and variable loading conditions is reflected in GOST 18855–2013, as well as in the works of famous scientists [3–4]. Additionally, contact interactions in bearings were studied [5–7] in order to increase their service life and carrying capacity [8–11].

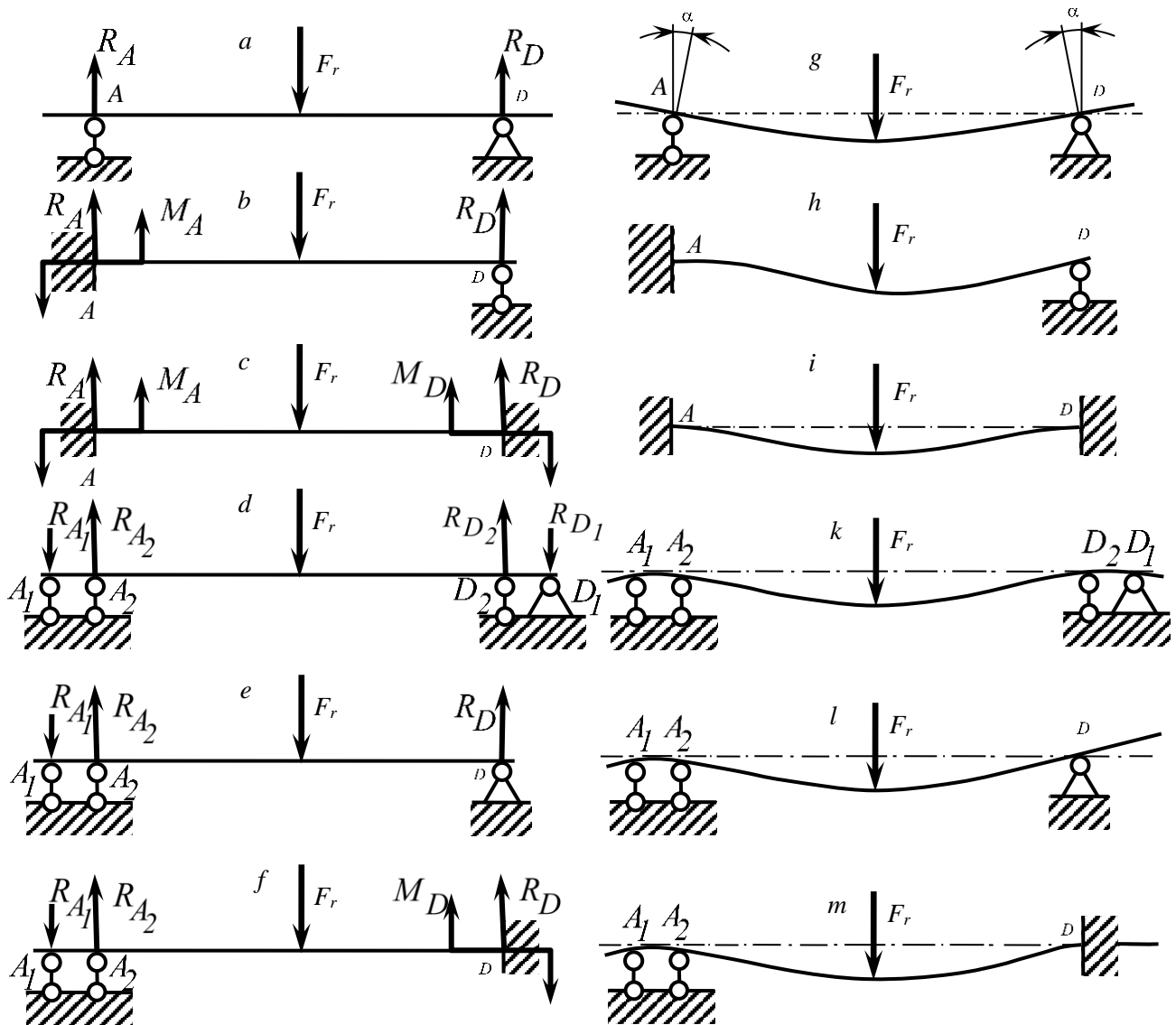


Figure 1. Reactions in the supports and the shape of the elastic line of the beams before (a–f) and after deformation (g–m):
a – statically definable two-support beam; b–f – statically indeterminate beams

The regularities of the formation and accumulation of fatigue microdamages in the surface layer of the raceways were investigated in the publications [12; 13]. In addition, publication [13] proposes an interesting but very laborious method for repairing the properties of a layer with accumulated microdefects. This method can be applied to machines of unique design with very expensive bearings. Its content lies in the fact that by removing the defective layer, further unfavorable development of microdefects can be prevented. For this, it was proposed to disassemble the bearing, additionally regrind the raceways to a depth that ensures the removal of the defective layer, and then assemble it with new rolling elements, the diameter of which is increased in comparison with the original diameter by the thickness of the metal layer that removed by regrinding.

A wide range of studies are known based on the finite element method (FEM) [14–18]. The topics of these publications are similar or close to publications [5–11]. Studies [14–18] allowed to summarize a large amount of information about the operation of bearings in various operating conditions and confirmed the results obtained earlier.

A separate group of publications are studies devoted to monitoring the operation of bearings directly as part of an operating unit [19–24]. Monitoring is carried out in the form of continuous or discrete (periodic) diagnostics of bearings, which makes it possible to monitor the development of microdamages in raceways, to predict in a timely manner the impending failure of the bearing and thereby prevent its possible adverse consequences. There are many methods for bearing diagnostics. One of the most promising is the method based on the analysis of acoustic emission signals arising from the movement of rolling elements along the raceways.

In [20], a method based on the analysis of the sparse decomposition of K-means is considered, which includes an algorithm for searching for a sparse adaptive correspondence and an iterative method based on the minimum similarity of the atomic structure. This makes it possible to reliably extract and process the useful signal from a flow of complex arbitrary vibration signals. The method is useful for detecting minor bearing damage in the early stages of its occurrence.

In [21], it was proposed to register the early nucleation of microdefects by the method of pulsed amplification of the characteristics of the sparse representation, which makes it possible to improve the signal-to-noise ratio for a weak acoustic emission signal.

In [22], a method for extracting a useful signal using the structure of symbolic aggregate approximation (SAX) is proposed for similar purposes. This method takes into account the bearing loading conditions based on a two-support beam.

For effective recognition of acoustic emission signals indicating the development of microdefects, it is additionally proposed to use the Thomson multiparameter periodogram [23] or the empirical wavelet transform [24].

The studies listed above provide very important, useful and interesting material for the analysis of the operation of bearings. They point to a large number of different aspects that affect the design or actual life of the bearings. However, most likely, the reason for the variance between the calculated and actual life lies precisely in the more severe than previously assumed operating conditions of the bearings and the higher loads acting on them.

The aim of the experiments

Two aims were set during the experiments:

- to check, under real loading conditions, whether radial single-row ball bearings installed according to the spur pattern fulfill the function of traditional pivot bearings or whether a model based on statically indeterminate design models is valid;
- to decide the question of whether the type of supports, the functions of which are performed by the bearings during loading, is constant, or whether they are modified and converted from one type to another.

Method of experimental study

The method of experimental study was based on the analysis of the geometric shape of a curved elastic line, which is acquired by the shaft of the bearing assembly under load (Figure 1, $g-l$). The idea behind the experiments is based on a simple and very reliable fact. The type of support, the function of which the bearing performs at the moment of loading, can be unambiguously established by the direction of movement in the space of the free end of the shaft, near which this bearing is installed.

So, if, under the action of a radial force directed downward, the end of the shaft (beam) rises up, the bearing closest to this end acts as a hinge support. In Figure 1, h or l is the right end, and in Figure 1, g – both ends of the shaft. If the free end of the shaft (beam) is stationary in space, the bearing in the design diagram can be represented by a seal (left end in Figure 1, h , right end in Figure 1, m , or both ends in Figure 1, i). If the end of the shaft goes down, the nearest bearing can be represented by a double pivot bearing (Figure 1, $k-m$).

The study was carried out in the following order (Figure 2). Shaft (1) with two exit ends was mounted on single-row deep groove ball bearings (2 and 3) according to the spur pattern. A continuously increasing radial load F_r was applied in the middle part of the shaft by moving the screw press rod, on which the pusher (4) was installed. The axial load F_a was applied using an adjustable threaded stopper (5), which, when unscrewed, acted on the stationary press column (6) through the ball (7). The movements of the left and right ends of the shaft were measured using the left (8) and right (9) indicators.

The object of study was a cylindrical single-stage gearbox (1) (Figure 3), in which its experimental models with two exit ends were used as a drive shaft (Figure 4, b). Shaft samples were mounted on bearings 305 according to the spur pattern. The gearbox was fixed on the Table 2 (Figure 3) of the screw press (3) and, with the help of the threaded stopper (4), the central axial force F_a was applied to the left end of the investigated shaft. Then, by moving the pusher (5), a radial load F_r was applied in the middle part of the shaft. The value of the radial force was determined

by the readings of the indicator (6) of the dynamometer (7). The vertical displacements (bending) of the left and right exit ends of the shaft were controlled by the left (8) and right (9) indicators. Samples of the drive shaft with four different values of the bending stiffness in the middle part were used in the study (Figure 4, *b*). Studies using a similar method, but in a reduced volume, were carried out by us earlier with one fixed value of the shaft stiffness [25].

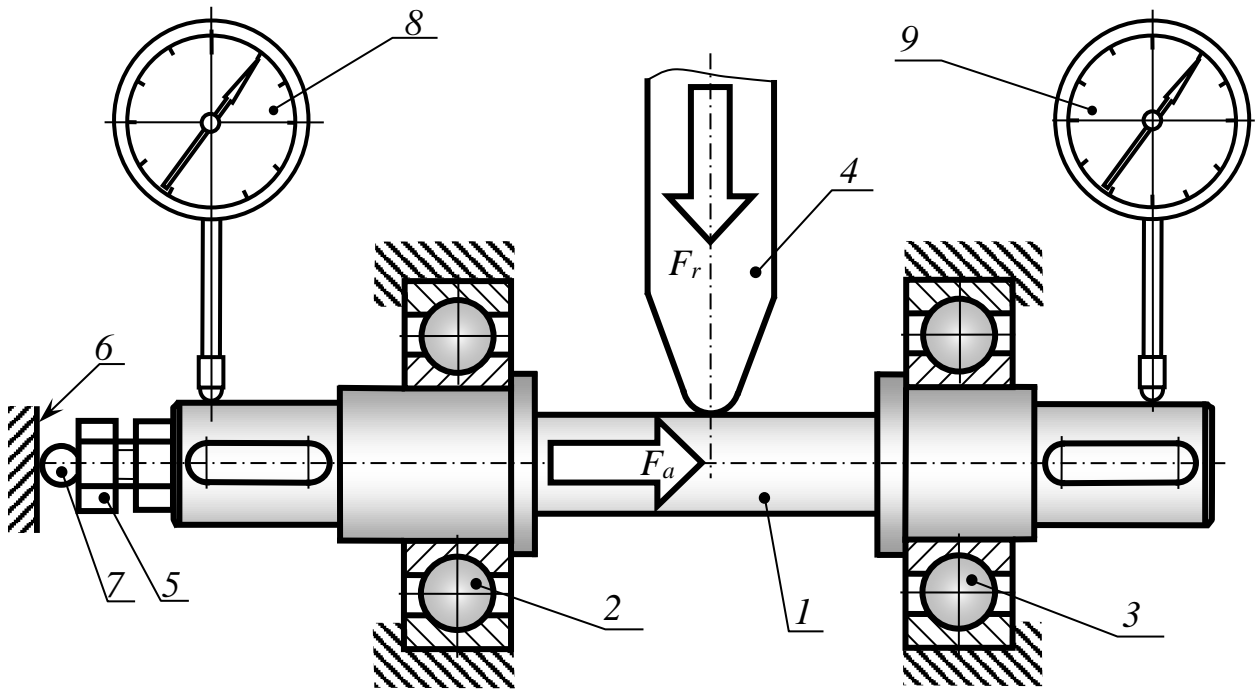


Figure 2. Model of experimental study

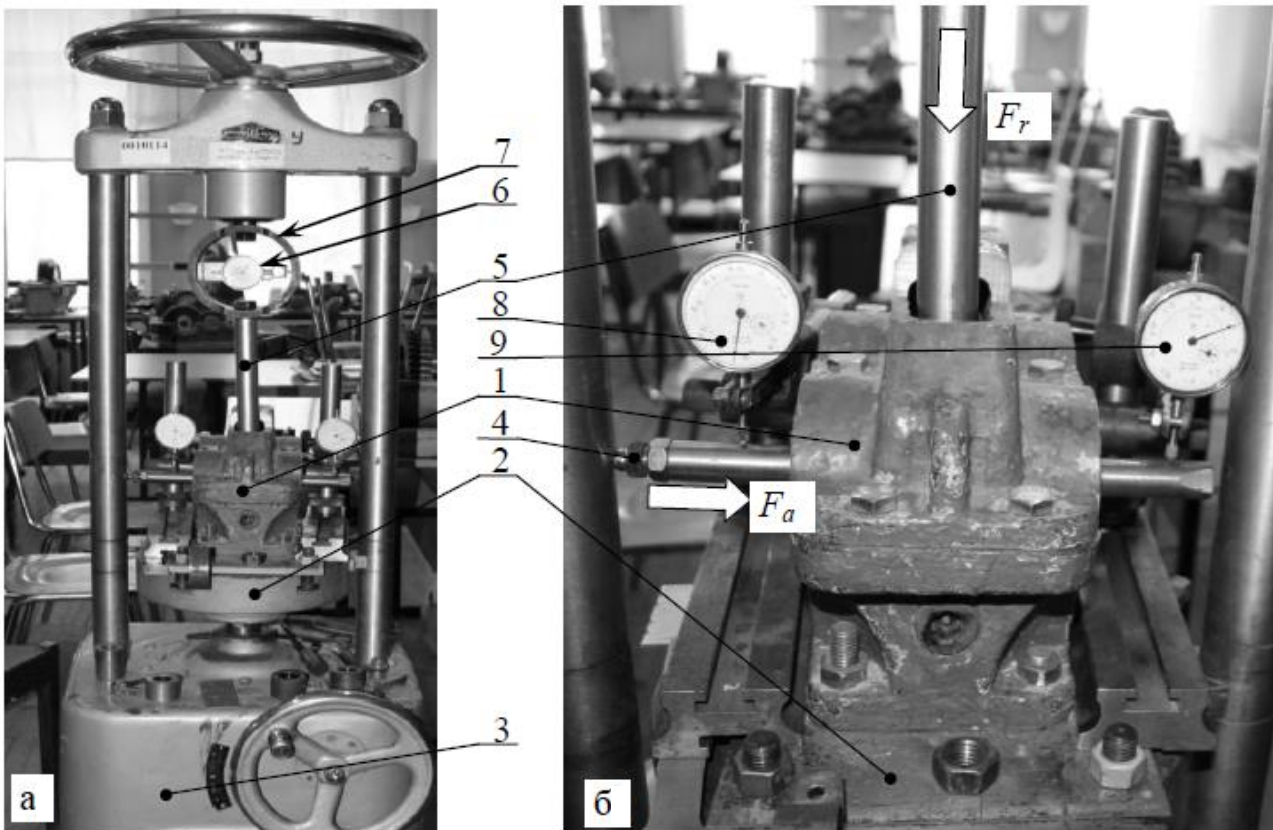


Figure 3. Experimental setup (photo by V.V. Kirillovskiy):
a – general view of the press; *b* – the gearbox under study

Results and discussion

The graphs of Figure 4, *a* reflect the dependency of the bending Δ of the left and right ends of the experimental shafts on the value of the radial force F_r . The lines on the graph are numbered 1, 2, 3 and 4. Each line corresponds to a certain stiffness of the shaft. The graph numbered 1 corresponds to a shaft whose diameter in the middle section is 15 mm (Figure 4, *b*). In the group of shafts under study, the stiffness of this shaft was minimal. Line 2 corresponds to a diameter of 20 mm, line 3 to a diameter of 25 mm, and line 4 to a diameter of 30 mm.

For a more visual perception of the shape of the graphs, we have drawn four abscissa axes with their upward displacement relative to each other by one division of the Δ scale. Similarly, the graphs themselves were shifted (i.e., they formed four origin of coordinates). Otherwise, all four graphs starting at one point would partially merge and make it impossible to clearly perceive their shape.

We used the part of the field located to the left of the ordinate axis to represent the bending of the left ends of the shafts, and the right part – for the right ones. The values of the radial force F_r were plotted on the abscissa axis to the left and to the right. These values on both branches of the axis are designated by points 1, 2, ..., 13. The numbers correspond to the number of indicator divisions 6 (Figure 3). Thus, points with the same numbers on the left and on the right correspond to the same values of the radial force $F_r = Nk$, where N is the point number, k is the proportionality coefficient of the dynamometer 7 ($k = 311 \text{ N}$ in accordance with the manual of the press).

The bending values, directed upwards, were plotted on the positive branch of the ordinate axis, and those directed downward, on the negative one. The division value of Δ scale is 0.02 mm (corresponds to the division value of the indicator 6, Figure 3).

The experimental results fully confirmed the provisions of the theoretical model. The predicted statically indeterminate design models were most pronounced at the minimum stiffness of the shaft (this is line number 1 – the diameter of the shaft in the middle section is 15 mm). Using this graph as an example, we will consider its features in more detail.

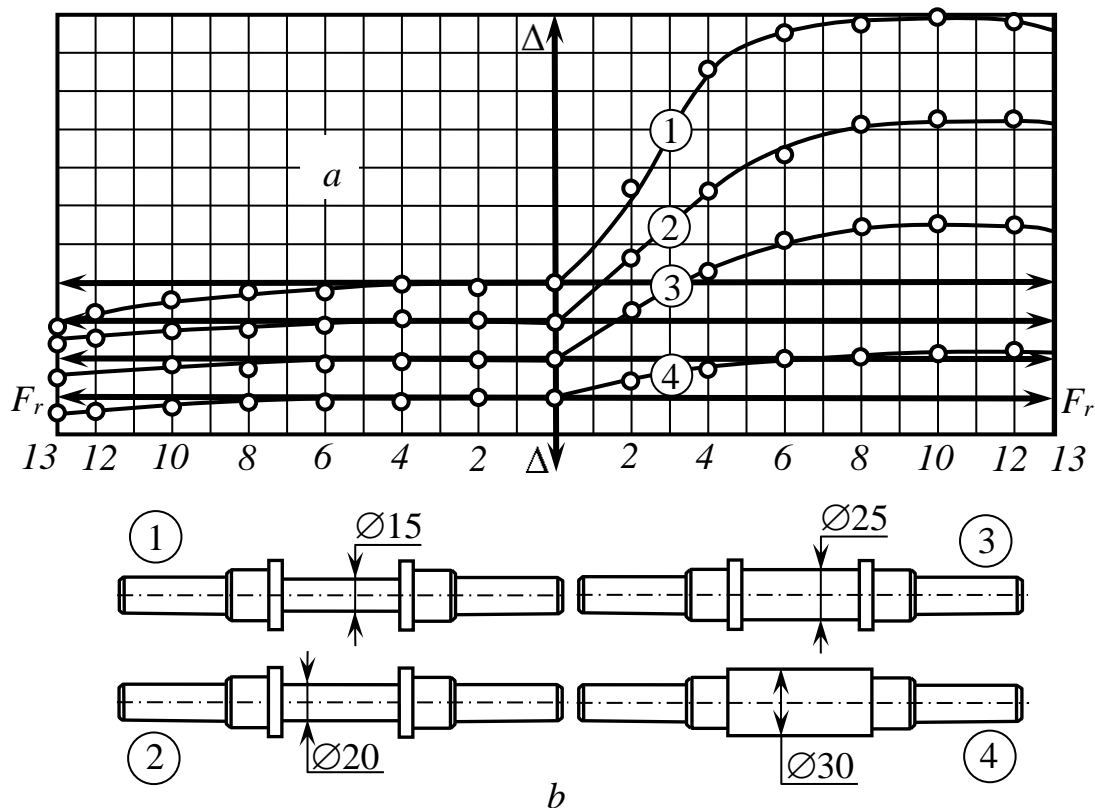


Figure 4. The results of experimental studies:
a – the nature of the vertical movements of the shaft ends at different values of the radial force F_r ;
b – sketches of the studied shafts of different stiffness

As the radial force F_r increased from point 0 to point 4 ($0 < F_r < 1244 \text{ N}$), the left end of the shaft remained motionless. Therefore, this bearing in the specified range of values of the radial force performed the function of

a seal. Fixation of the shaft end in space was ensured by reactions that occurred in the bearing. Further, starting from point 4 and up to point 13 ($1244 N < F_r < 4043 N$), the left end went down. I.e., in this range of F_r , the reactions in the left bearing increased to such an extent that they overcame the resistance of the left end of the shaft and elastically bent it down. This means that in the specified range $1244 N < F_r < 4043 N$, the seal function, which the left bearing previously performed, has been converted into the function of a double pivot bearing.

At the same time, the right end from point 0 to point 8 ($0 < F_r < 2488 N$) went up (the right bearing served as a pivot bearing), from point 8 to point 11 ($2488 N < F_r < 3421 N$) remained practically motionless (the pivot bearing was transformed into a seal), and from point 11 to point 13 ($3421 N < F_r < 4043 N$) went down (the seal was transformed into a double hinge support). Thus, from point 1 to point 4, the original design model developed “to the left of the seal, to the right of the hinge support”, from point 4 to point 8 – the intermediate transitional model “on the left is a double hinge support, on the right is a conventional hinge support”, from point 8 to point 11 – another intermediate transitional model “left double pivotal support, on the right seal”, from point 11 to point 13 – the final main model “two double pivotal support”. Consequently, the position of the theoretical model on the possible implementation of intermediate transient design models was also confirmed. The formation of such intermediate calculation models is explained as follows. The transformation of any current type of support into a subsequent one cannot occur instantly. This transformation requires a certain finite period of time. In addition, transformations in the left and right supports cannot occur at the same time. Therefore, it seems quite natural that such a transformation has already been completed in one bearing (for example, in the left bearing), while in the other it has not yet begun (for example, in the right bearing).

It can be seen from the graphs that the stiffness of the shaft has a significant effect on the type of the design model. With an increase in stiffness (lines 2, 3, 4), the transition from the original model (“seal with an additional hinge support”) to the later current design models shifts to the area of increased values of the radial force, i.e., the transition occurs with a delay in comparison with low stiffness. With a diameter in the middle section of the shaft of 20 mm (line 2), the transition to the left of the seal to the double hinged support occurred approximately at point 5 ($F_r = 1555 N$), at $\varnothing 25$ mm (line 3) – at point 6 ($F_r = 1866 N$), for $\varnothing 30$ mm (line 4) – at point 7 ($F_r = 2177 N$). And on the right, the transition from the hinged support to the seal occurred: at $\varnothing 20$ mm – at point 9 ($F_r = 2799 N$); at $\varnothing 25$ mm – at point 10 ($F_r = 3110 N$); at $\varnothing 30$ mm – at point 11 ($F_r = 3421 N$).

Discussion of the results

1. During the experiments, indicators 8 and 9 (Figure 2), installed at the ends of the shafts, measured the total displacements Δ_Σ , which consisted of several elementary displacements: $\Delta_\Sigma = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3$, where Δ_1 is the elastic deflection of the shaft end under the action of an external load, the size and direction of Δ_1 depend on the type of support, which at the moment of loading is performed by the bearing closest to this exit end of the shaft, as well as on the bending stiffness of the shaft; Δ_2 is the subsidence of the shaft, as a rigid body, as a result of contact deformation of bearing parts; Δ_3 is the subsidence of the gearbox body as a result of elastic deformation of the bearing seats (holes in the body) under load. It is of great interest what is the proportion of Δ_1 , deflections of the shaft ends, in the obtained values of Δ_Σ .

2. The following can be said about Δ_2 and Δ_3 . The value of Δ_2 cannot exceed the limits for the dimensions of the raceways, as well as the limits for the shape and location of these surfaces. In turn, the value of Δ_3 cannot exceed the values of limits for dimensions and values of limits for the shape and location of the surfaces of the bearing seats in the body. The specified limits are established by GOST 520–2011 and GOST 3325–85. If, as a result of contact deformation of the bearing seats or bearing rings, the parameters specified in GOST are exceeded, the bearing assembly will be deemed unsuitable for operation. Standard limits of bearings 305 used in the experiment, as well as limits of bearing seats, are in the range of 0.005 to 0.01 mm.

By installing additional indicators at various points of the gearbox body, and, first of all, in the area of the lugs, we made sure that the value of Δ_3 did not exceed in the experiments the values of hundredths of a mm.

Further, if we estimate, for example, the values of $\Delta_\Sigma(8)$ for the right end of the shaft at point 8 (Figure 4, a), in which $\Delta_\Sigma(8) \approx 0.14$ mm, we can say that $\Delta_\Sigma(8)$ is 14 to 28 times more than possible values of Δ_2 and Δ_3 . This shows that Δ_1 (bending) is the main contributor to the value of $\Delta_\Sigma(8)$.

In addition, when the shaft end bends, its position becomes inclined. We installed two indicators at the left and right output ends – at the beginning and at the end of the corresponding exit section to check whether the end of the shaft sags in parallel, like a rigid body, as a result of contact deformations, or if its position as a result of bending becomes inclined and its angle of inclination increases with an increase in the external radial force. The readings of the indicator at the end of the exit section always (except for the seal condition) were lar-

ger and increased to a greater extent than at its beginning, which indicated precisely the angular displacements of the ends. When the shaft subsided as a rigid body, the readings of the indicators at the beginning and at the end of the sections would change identically.

Thus, it can be argued that the readings of the indicators presented in the graphs in Figure 4, *a*, contain mainly the values of Δ_1 , i.e., the values of the bending of the ends of the shafts.

Conclusion

The carried out experimental studies have confirmed the main provisions of the theoretical model, which are as follows:

a) the traditional design model of a two-support beam is not implemented, when loaded with a combined load of ball radial single-row bearings installed in a spindle;

b) under conditions of combined loading with a continuously increasing radial force F_r , a sequential transformation of the three main statically indeterminate design models is realized, starting from the “seal with an additional hinged support” model, through a possible “double-sided seal” model to the final model “two double hinged supports”;

c) the functions of the supports, which the bearings perform during the loading process, are not constant and can be modified. So, in the left bearing, the original seal is converted into a double pivot bearing, and in the right bearing – the original pivot bearing is converted into a seal first, and only then into a double pivot bearing;

d) the time intervals during which the transformation of the current types of supports into subsequent ones occurs on the left and right, differ significantly from each other. Therefore, a situation is possible when, for example, on the left, the transformation of the embedment into a double pivot bearing has already been completed, and on the right, the pivot bearing or the embedding still continues to exist. Then, as experiments have confirmed, in addition to the main models, intermediate transitional design models can also develop – “double hinged support on the left, hinged support on the right” and “double hinged support on the left, seal on the right”. Thus, the behavior under load of the considered bearing units in the most general form can be described by a model that includes five design models – three main and two intermediate transition models.

Seals are short-term forms of supports and, in the future, if the bending stiffness of the shaft permits, they are converted into double hinged supports. This transformation takes place first at the left support. So,

with the bending stiffness of the shaft in the middle section $EI = \frac{E\pi d^4}{64} = 521,9 \text{ MN}\times\text{mm}^2$ и and stiffness of

end section $EI = 4026,7 \text{ MN}\times\text{mm}^2$ transition of the seal from the left to the double hinged support occurred in the experiments at the value of the radial force $F_r = 1244 \text{ N}$, and on the right – at $F_r = 2488 \text{ N}$.

The most complete sequence of design models is realized with a low bending stiffness of the shaft. This is the case for relatively thin and long shafts as well as thin-walled hollow shafts. With an increased stiffness of the shaft, the transition from the current design model to the next one occurs with an increased external radial load F_r . In the case of high bending stiffness, a variant is possible when the initial design model will also be final. Short shafts with relatively large cross-sectional diameters have high bending stiffness.

Tasks for further study

1. The traditional method of calculating bearings for durability is based on the use of a design model of a two-support beam. This is expressed, first of all, in the fact that this method involves the action of one radial reaction on each bearing. In reality, for example, in the seal and double pivot bearing, several forces act on the bearing. In the future, it will be necessary either to develop a new method for calculating bearings, or to modify the existing one in order to adapt it to real statically indeterminate design models.

2. It is also likely that changes will be required in many of the traditionally established ideas about the operation, design, manufacture, testing and operation of bearing units, since these ideas are also based to one degree or another on a two-support beam.

3. It may be necessary to clarify the currently accepted, including internationally, concepts of static and dynamic radial load ratings of bearings, as well as change the values of these parameters given in the catalogs of bearing manufacturers.

This is explained as follows. The definition of the concept of static radial load capacity is established by the standards ISO 76:2006 and GOST 18854–2013, and the concept of dynamic radial load capacity is established by ISO 281:2007 and GOST 18855–2013. In accordance with these standards, the specified parameters

mean one static or one dynamic radial force of the maximum value, which, when acting on a bearing under standard loading conditions, can lead to the degree of damage specified by the standards.

Considering that not one, but several radial forces act on the bearing in the seal and the double pivot bearing, it is impossible, based on the current standards, to determine what force or what combination of forces is to be considered static or dynamic radial load capacity. In such a situation, the analytical expressions given in the standards for determining the durability of bearings lose their relevance. And also the calculated values of the static or dynamic radial load capacities, which are currently indicated by the bearing manufacturers in their catalogs, become unacceptable. Accordingly, analytical expressions and catalogs need to be revised and refined.

To do this, it will be necessary to establish the patterns of damage accumulation and collapse of the surface layer of the raceways and rolling elements as a result of their cyclic contact interaction in the process of mutual rolling, moreover, it is in the conditions of statically indeterminate models.

4. The loads acting directly on the bearing (reactions in the bearings) significantly depend on the conditions in which statically indeterminate design model the bearing operates, since the composition and values of the reactions in each of the models differ significantly from each other. Apparently, it will be advisable to indicate in the revised catalogs of bearings not one value of the static and one value of the dynamic radial load capacity, but five revised values – one for each specific design model.

5. It will be necessary to adjust the bearing test procedure in such a way as to carry out them separately for each statically indeterminate model and so that during any tests the conditions of their carrying out are guaranteed not to go beyond the required model.

References

1. Kirilovskiy V.V., Belousov Yu.V. Theoretical substantiation of new features of rolling bearings operation under combined loading conditions. *RUDN Journal of Engineering Researches*. 2021;22(2):184–195. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/2312-8143-2021-22-2-184-195>
2. Nosov V.V. (ed.) *Bearing units of modern machines: an encyclopedic reference*. Moscow: Mashinostroenie Publ.; 1997. (In Russ.)
3. Ryakhovsky O.A., Goncharov, S.Yu., Syromyatnikov V.S. Experimental determination of temperature in rolling bearings. *BMSTU Journal of Mechanical Engineering*. 2014;(10):3–9. (In Russ.)
4. Fomin M.V. Determination of equivalence coefficients for variable loading modes of gears and rolling bearings. *SPRAVOCHNIK. Inzhenernyi Zhurnal*. 2007;8(125):39–48. (In Russ.)
5. Matvienko Yu.G., Bubnov M.A. Contact interaction and destruction of the surface layer under conditions of rolling friction and jamming. *Problemy Mashinostroeniya i Nadezhnosti Mashin*. 2009;(4):43–49. (In Russ.)
6. Nakhatakyan F.G. Mechanics of contact convergence of elastic bodies in the Hertz problem. *Problemy Mashinostroeniya i Nadezhnosti Mashin*. 2010;(5):48–56. (In Russ.)
7. Nakhatakyan F.G. Calculation determination of elastic compliance of roller bearings on the basis of the Hertz theory]. *Problemy Mashinostroeniya i Nadezhnosti Mashin*. 2011;(1):28–32. (In Russ.)
8. Orlov A.V. Evaluation of the reliability of a ball bearing according to the criterion of clutch stability. *Problemy Mashinostroeniya i Nadezhnosti Mashin*. 2004;(4):77–83. (In Russ.)
9. Orlov A.V. The effect of wear on the performance of rolling bearings. *Problemy Mashinostroeniya i Nadezhnosti Mashin*. 2007;(5):71–79. (In Russ.)
10. Pavlov V.G. Service life of a deep groove ball bearing according to the condition of maximum permissible wear. *Problemy Mashinostroeniya i Nadezhnosti Mashin*. 2007;(6):102–111. (In Russ.)
11. Orlov A.V. Increasing the static load capacity of ball bearings. *Problemy Mashinostroeniya i Nadezhnosti Mashin*. 2009;(5):67–70. (In Russ.)
12. Vijay A., Sadeghi F. A continuum damage mechanics framework for modeling the effect of crystalline anisotropy on rolling contact fatigue. *Tribology International*. 2019;140:105845. <https://doi.org/10.1016/j.triboint.2019.105845>
13. Paulson N.R., Evans N.E., Bomidi J.A.R., Sadeghi F., Evans R.D., Mistry K.K. A finite element model for rolling contact fatigue of refurbished bearings. *Tribology International*. 2015;85:1–9. <https://doi.org/10.1016/j.triboint.2014.12.006>
14. Golmohammadi Z., Sadeghi F. A 3D finite element model for investigating effects of refurbishing on rolling contact fatigue. *Tribology Transactions*. 2020;63(2):251–264. <https://doi.org/10.1080/10402004.2019.1684606>
15. Weinzapfel N., Sadeghi F., Bakolas V. A 3D finite element model for investigating effects of material microstructure on rolling contact fatigue. *Tribology and Lubrication Technology*. 2011;67(1):17–19.
16. Belousov Y.V., Rekach F.V., Shambina S.L. Modelling of the tools' power interaction during mechanical machining by cutting. *International Journal of Recent Technology and Endineering*. 2018;7(4):132–134.

17. Abdullah M.U., Khan Z.A., Kruhoeffler W., Blass T. A 3D finite element model of rolling contact fatigue for evolved material response and residual stress estimation. *Tribology Letters*. 2020;68:122. <https://doi.org/10.1007/s11249-020-01359-w>
18. Bogdański S., Trajer M. A dimensionless multi-size finite element model of a rolling contact fatigue crack. *Wear*. 2005;258(7–8):1265–1272. <https://doi.org/10.1016/j.wear.2004.03.036>
19. Jiaxian C., Wentao M., Yuejian Ch. Transferable health indicator for rolling bearings: a new solution of cross-working condition monitoring of degradation process. *2020 Asia-Pacific International Symposium on Advanced Reliability and Maintenance Modeling (APARM)*. 2020:1–6. <https://doi.org/10.1109/APARM49247.2020.9209439>
20. Wang H., Du W. A new K-means singular value decomposition method based on self-adaptive matching pursuit and its application in fault diagnosis of rolling bearing weak fault. *International Journal of Distributed Sensor Networks*. 2020;16:155014772092078. <https://doi.org/10.1177/1550147720920781>
21. Lin H., Wu F., He G. Rolling bearing fault diagnosis using impulse feature enhancement and nonconvex regularization. *International Journal of Mechanical Systems and Signal Processing*. 2020;142:106790. <https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2020.106790>
22. Smith W.A., Randall R.B. Diagnostics using the case western reserve university data: a benchmark study. *Mechanical Systems and Signal Processing*. 2015;64–65:130–131. <https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2015.04.021>
23. Gaikwad J.A., Gholap Y.B., Kulkarni J.V. Bearing fault detection using Thomson's multitaper periodogram. *2018 Second International Conference on Intelligent Computing and Control Systems (ICICCS)*. 2018:1135–1139. <https://doi.org/10.1109/ICCONS.2018.8663183>
24. Gao Z., Jing Lin J., Wang X., Xu X. Bearing fault detection based on empirical wavelet transform and correlated kurtosis by acoustic emission. *Materials*. 2017;10(6):571. <https://doi.org/10.3390/ma10060571>
25. Polubaryev I.N., Dvoryaninov I.N., Saliev E.R. Experimental verification of a new approach to determining the loads acting on ball radia. *Forum Molodyh Uchenyh*. 2017;9(13):591–600.



DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-3-288-298

УДК 626.1

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций, усиленных предварительно напряженной базальтокомпозитной арматурой

О.Д. Рубин¹, С.Е. Лисичкин^{2*}, О.В. Зюзина³

¹Институт «Гидропроект» имени С.Я. Жука, Научно-исследовательский институт энергетических сооружений, Российская Федерация, 125080, Москва, Волоколамское шоссе, д. 2, стр. 1

²Инженерный центр сооружений, конструкций и технологий в энергетике, Российская Федерация, 125364, Москва, ул. Свободы, д. 35, стр. 36

³Всероссийский научно-исследовательский институт имени Б.Е. Веденеева, Российская Федерация, 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, д. 21

*cskte@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 3 марта 2021 г.

Доработана: 8 мая 2021 г.

Принята к публикации: 23 мая 2021 г.

Аннотация. *Актуальность.* В последние годы в строительстве железобетонных конструкций промышленных, гражданских и транспортных сооружений находят распространение композитные материалы. Предлагается выполнять усиление железобетонных конструкций гидротехнических сооружений предварительно напряженной базальтокомпозитной арматурой. Потребовалось экспериментальное и теоретическое обоснование технических решений по усилению железобетонных конструкций гидротехнических сооружений предварительно напряженной базальтокомпозитной арматурой. *Цель* работы заключалась в проведении комплекса экспериментально-теоретических исследований напряженно-деформированного состояния и внутренних усилий в малоармированных железобетонных конструкциях гидротехнических сооружений, усиленных предварительно напряженной базальтокомпозитной арматурой. *Методы.* Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния и внутренних усилий проводились на основе малоармированных железобетонных моделей балочного типа, имеющих межблочные строительные швы, усиленных предварительно напряженной базальтокомпозитной арматурой в растянутой (сжатой) зонах моделей. Теоретические исследования напряженно-деформированного состояния и внутренних усилий проводились на основе теории железобетона. *Результаты* проведенных исследований характерных малоармированных железобетонных конструкций гидротехнических сооружений с межблочными строительными швами позволили определить этапы напряженно-деформированного состояния гидротехнических железобетонных конструкций. На основе данных экспериментально-теоретических исследований, в том числе с учетом усиления предварительно напряженной базальтокомпозитной арматурой, а также предварительно напряженными хомутами в зоне среза, была разработана методика расчета прочности малоармированных гидротехнических железобетонных конструкций с межблочными строительными швами.

Ключевые слова: гидротехнические сооружения, базальтокомпозитная арматура, предварительное напряжение, усиление конструкций, напряженно-деформированное состояние, внутренние усилия, экспериментально-теоретические исследования, методика расчета прочности

Для цитирования

Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Зюзина О.В. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций, усиленных предварительно напряженной базальтокомпозитной арматурой // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 3. С. 288–298. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-288-298>

Рубин Олег Дмитриевич, директор филиала, Институт «Гидропроект» имени С.Я. Жука, Научно-исследовательский институт энергетических сооружений, доктор технических наук; Scopus Author ID: 7004427140, eLIBRARY SPIN-код: 2720-6627.

Лисичкин Сергей Евгеньевич, заместитель генерального директора, Инженерный центр сооружений, конструкций и технологий в энергетике, доктор технических наук; Scopus Author ID: 6603919071, eLIBRARY SPIN-код: 5423-0643.

Зюзина Оксана Валерьевна, инженер 1-й категории, аспирант, Всероссийский научно-исследовательский институт гидротехники имени Б.Е. Веденеева; Scopus Author ID: 2-s2.0-85086440563, eLIBRARY SPIN-код: 6769-5035.

© Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Зюзина О.В., 2021

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

Experimental studies of the stress-strain state of reinforced concrete structures strengthened by prestressed basalt-composite rebar

Oleg D. Rubin¹, Sergey E. Lisichkin^{2*}, Oksana V. Zyuzina³

¹Scientific Research Institute of Energy Structures – branch of JSC “Institute Hydroproject”, 2 Volokolamskoe Shosse, bldg 1, Moscow, 125080, Russian Federation

²Engineering Center of Structures, Constructions and Technologies in Power Engineering, Ltd., 35 Svobody St, bldg 36, Moscow, 125364, Russian Federation

³B.E. Vedeneev All-Russia Research Institute of Hydraulic Engineering, 21 Gzhatskaya St, Saint Petersburg, 195220, Russian Federation

*cskte@mail.ru

Article history

Received: March 3, 2021

Revised: May 8, 2021

Accepted: May 23, 2021

Abstract. *Relevance.* In recent years, composite materials have become widespread in the construction of reinforced concrete structures for industrial, civil and transport structures. It is proposed to strengthen the reinforced concrete structures of hydraulic structures with prestressed basalt composite rebar. It took an experimental and theoretical substantiation of technical solutions to strengthen the reinforced concrete structures of hydraulic structures with prestressed basalt composite reinforcement. *The aim of the work* was to carry out a set of experimental and theoretical studies of the stress-strain state and internal forces in low-reinforced concrete structures of hydraulic structures reinforced with prestressed basalt composite rebar. *Methods.* Experimental studies of the stress-strain state and internal forces were carried out on the basis of low-reinforced concrete beam-type models with interblock construction joints, hardened with prestressed basalt composite reinforcement in the stretched (compressed) zones of the models. Theoretical studies of the stress-strain state and internal forces were carried out on the basis of the theory of reinforced concrete and structural mechanics. *Results.* As a result of the research carried out on typical low-reinforced concrete structures of hydraulic structures with interblock construction joints, the main stages of the stress-strain state of hydraulic reinforced concrete structures were formulated. Based on the data of experimental and theoretical studies, taking into account the reinforcement with prestressed basalt composite rebar, as well as with prestressed clamps in the shear zone, a method was developed for calculating the strength of low-reinforced hydrotechnical reinforced concrete structures with interblock construction joints.

Keywords: hydraulic structures, basalt composite reinforcement, prestressing, strengthening of structures, stress-strain state, internal forces, experimental and theoretical research, method for calculating the strength

For citation

Rubin O.D., Lisichkin S.E., Zyuzina O.V. Experimental studies of the stress-strain state of reinforced concrete structures strengthened by prestressed basalt-composite rebar. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(3):288–298. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-288-298>

Введение

Для разработки технических решений по усилению длительно эксплуатируемых железобетонных конструкций гидротехнических сооружений (ГТС), таких как балочные конструкции водоприемников и зданий ГЭС (ГАЭС), подпорные стены и стены камер шлюзов, фундаментные плиты водоприемников и зданий ГЭС (ГАЭС), являлось необходимым проведение комплекса экспериментально-теоретических работ по обоснованию применения базальтокомпозитной арматуры – АБК (сравнимой по стоимости со стальной арматурой), учитывающих: большую прочность (в 2,5–3 раза) АБК на разрыв и меньший вес (в 4–4,5 раза), а следовательно, упрощение технологии производства строительных и ремонтных работ, в сравнении со стальной арматурой при равном диаметре; устойчивость к щелочной среде бетона; а также важный факт, что АБК не корродирует в водной, влагонасыщенной и других агрессивных средах. При этом следовало учитывать характерные особенности массивных малоармированных железобетонных конструкций ГТС (изготовленных из бетона и арматуры невысоких классов), в первую очередь наличие межблочных строительных швов, а также особенности трещинообразования, включая наклонные трещины, выклинивающиеся из межблочных строительных швов. Учет в экспе-

Oleg D. Rubin, Director, Scientific Research Institute of Energy Structures – branch of JSC “Institute Hydroproject”, Doctor of Technical Sciences; Scopus Author ID: 7004427140, eLIBRARY SPIN-code: 2720-6627.

Sergey E. Lisichkin, Deputy General Director, Engineering Center of Structures, Constructions and Technologies in Power Engineering, Ltd., Doctor of Technical Sciences; Scopus Author ID: 6603919071, eLIBRARY SPIN-code: 5423-0643.

Oksana V. Zyuzina, engineer of the 1st category, postgraduate student, B.E. Vedeneev All-Russia Research Institute of Hydraulic Engineering; Scopus Author ID: 2-s2.0-85086440563, eLIBRARY SPIN-code: 6769-5035.

риментальных моделях и в теоретических исследованиях перечисленных характерных особенностей массивных железобетонных гидротехнических конструкций позволяет распространить результаты экспериментальных и теоретических исследований на широкий круг гидротехнических конструкций.

Методы

Проведены экспериментальные исследования, учитывающие характерные особенности железобетонных конструкций ГТС: невысокий класс бетона (до В35) и стальной арматуры (до А500); коэффициент продольного рабочего армирования $\mu < 0,01$; наличие межблочных строительных швов; нарушение сцепления рабочей стальной арматуры с бетоном в зоне размещения строительных швов как результат проявления усадочных деформаций бетона при твердении (в период строительства), а также длительной эксплуатации конструкций ГТС при температурных и знакопеременных нагрузках; особый характер трещинообразования малоармированных конструкций ГТС [1–3]. При проведении экспериментальных исследований учитывался отечественный и зарубежный опыт исследований конструкций ГТС [4–18].

Железобетонные конструкции балочного типа Б1, Б2, Б3, Б4 и Б5 с вертикальными межблочными строительными швами имели размеры: длина – 2000 мм, высота – 300 мм, ширина – 150 мм; класс бетона В30–В35.

Все опытные балки изготавливались со стальной арматурой в два приема (блочное бетонирование) для устройства межблочных строительных швов. Модели Б2–Б5 изготовлены с каналом АБК с последующим предварительным напряжением АБК на бетон, омоноличиванием канала и с последующим отпуском АБК на бетон балок после набора прочности бетона канала.

АБК в балках Б2–Б5 подвергалась предварительному напряжению на величину $0,45 \times 800 = 360$ МПа (принято: коэффициент 0,45 – п. 1.4.2 СП 63.13330.2012¹ [19]; $R_{f,n} = 800$ МПа. Предел прочности АБК при растяжении – табл. 1, п. 5.2.4 СП 295.1325800.2017² [20]) с последующим бетонированием каналов в балках.

Поперечная предварительно напряженная арматура $\varnothing 12$ устанавливалась в балках Б1 (этап 2), Б3 (этап 3), Б4 (этап 4) и Б5 (этап 2) по длине наклонных трещин, образовавшихся из межблочных строительных швов по направлению к силе $P/2$.

Конструкция опытных балок приведена на рис. 1.

Нагрузка прикладывалась вертикально ступенями посредством гидравлического домкрата и передавалась через горизонтальную траверсу в двух точках на расстоянии 310–330 мм от центра балки, при этом расстояние между силами (зона чистого изгиба) составило 620–660 мм, а расстояние между силами и опорами (пролет среза) – 500–540 мм (рис. 1).

Результаты и обсуждение

В результате проведенных экспериментов получена сила P , соответствующая разрушению бетона (табл. 1).

Анализ результатов экспериментальных исследований позволяет выделить четыре этапа работы конструкции с межблочными строительными швами на восприятие поперечных сил: первый – до образования трещин, второй – образование трещин по межблочным строительным швам и нормальных трещин, третий – образование и развитие наклонных трещин и четвертый – разрушение. Усиление железобетонных малоармированных балок ($\mu_s = 0,0056$) производилось после их разрушения посредством предварительно напряженной базальтокомпозитной арматуры ($\sigma_f = 360$ МПа), располагаемой либо в сжатой, либо в растянутой зоне конструкции.

Каждой из перечисленных стадий работы соответствует определенное напряженно-деформированное состояние конструкции, которое учитывает специфику и отражает напряженно-деформированное состояние бетона, продольной стальной и базальтокомпозитной арматуры.

Основная информация о напряженно-деформированном состоянии конструкции в процессе нагружения – это результаты экспериментов в условиях интенсивного трещинообразования и деформаций бетона и арматуры.

¹ СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М., 2012. 161 с.

² СП 295.1325800.2017. Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования. М.: Стандартинформ, 2017. 55 с.

С целью изучения напряженно-деформированного состояния армированных конструкций в зоне действия поперечных сил измерялись деформации бетона и арматуры посредством использования тензорезисторов с базой $10 \div 50$ мм.

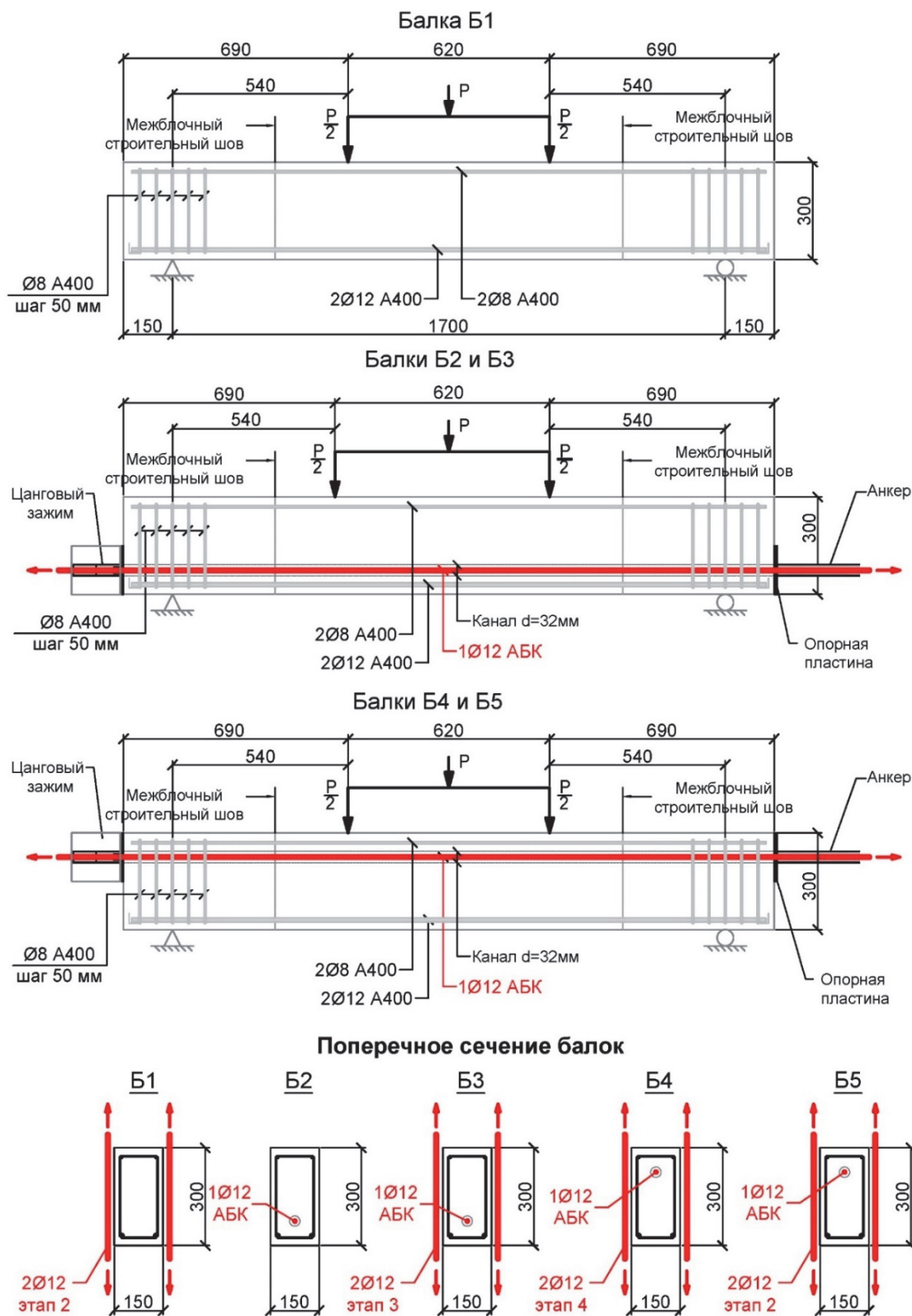


Рис. 1. Конструкции опытных малоармированных железобетонных моделей, усиленных предварительно напряженной базальтокомпозитной арматурой

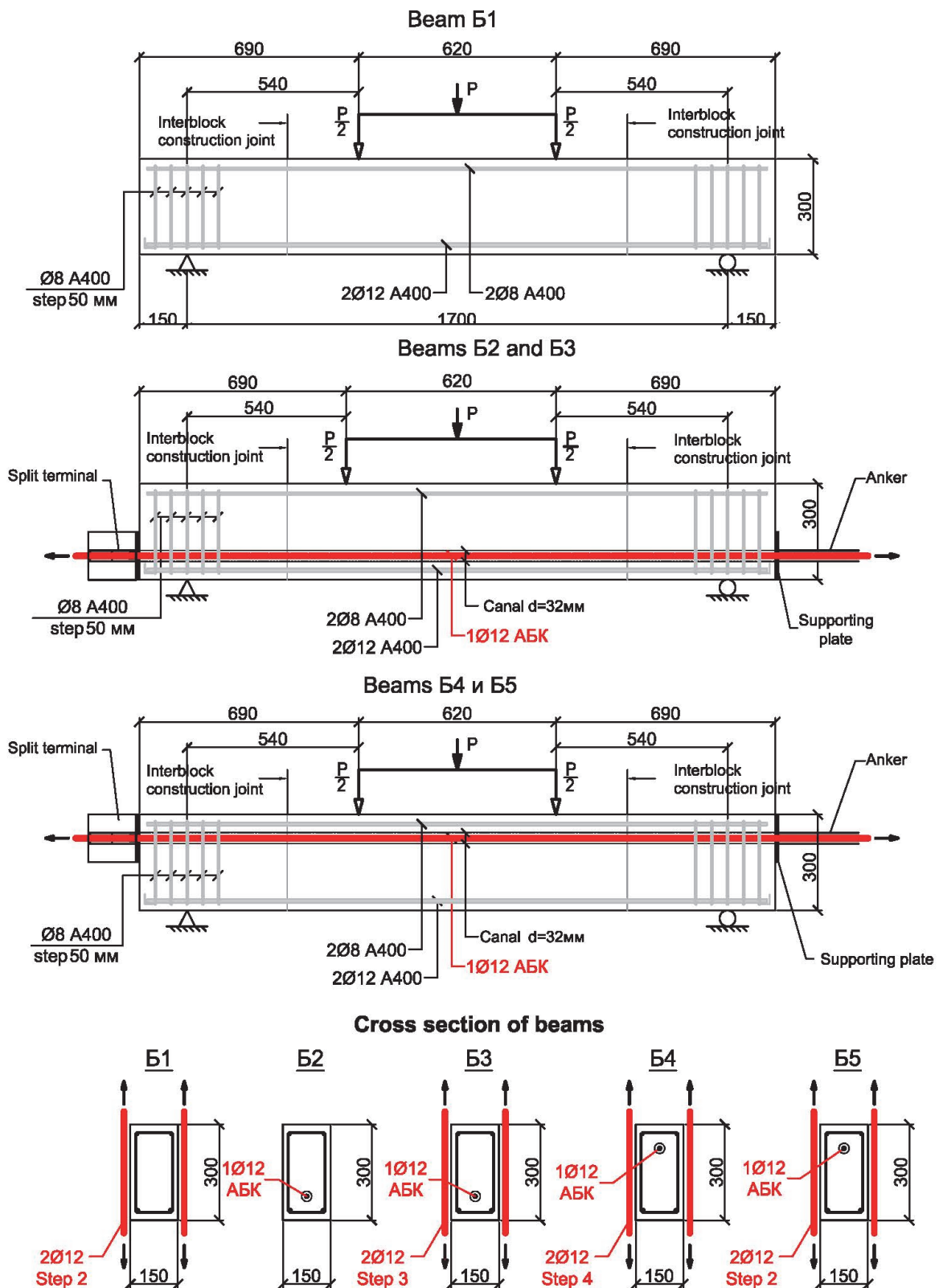


Figure 1. Structures of experimental low-reinforced concrete models reinforced with prestressed basalt composite reinforcement

Анализ результатов проведенных экспериментальных исследований и обобщение их с данными других экспериментов [19–21] позволяет следующим образом представить четыре этапа напряженно-деформированного состояния конструкции при увеличении внешней нагрузки (рис. 2).

Таблица 1

Результаты экспериментальных исследований балок

Сила P , соответствующая разрушению балки, кН	Б1 (этап 1)	Б1 (этап 2)	Б2	Б3 (этап 1)	Б3 (этап 2)	Б3 (этап 3)	Б4 (этап 1)	Б4 (этап 2)	Б4 (этап 3)	Б4 (этап 4)	Б5 (этап 1)	Б5 (этап 3)
Опытные значения силы P , кН	52,7	62,4	104,0	52,0	67,6	72,8	41,6	46,8	55,12	83,2	83,2	104,0

Table 1

The results of the experimental studies of beams

Force P , corresponding to the destruction of the beam, kN	Б1 (stage 1)	Б1 (stage 2)	Б2	Б3 (stage 1)	Б3 (stage 2)	Б3 (stage 3)	Б4 (stage 1)	Б4 (stage 2)	Б4 (stage 3)	Б4 (stage 4)	Б5 (stage 1)	Б5 (stage 3)
Experienced values of force P , kN	52.7	62.4	104.0	52.0	67.6	72.8	41.6	46.8	55.12	83.2	83.2	104.0

Этап I. В стадии работы до образования трещин конструкция ведет себя как сплошное тело из упругого материала (рис. 2, а). По нормальным сечениям деформации сжатия и растяжения бетона изменяются по линейному закону в соответствии гипотезой плоских сечений; деформации сдвига также распределяются по всей высоте нормальных сечений.

Деформации продольной арматуры происходят совместно с окружающим бетоном в соответствии с изменениями изгибающего момента.

Первые этапы нагружения конструкции характеризуются линейной зависимостью «напряжения – деформации» в бетоне, эпюры продольных сжимающих и растягивающих напряжений имеют треугольную форму. При возрастании нагрузки в зоне действия изгибающих моментов в растянутом бетоне развиваются неупругие деформации, эпюра растягивающих напряжений приобретает криволинейную форму, максимальные значения растягивающих напряжений приближаются к пределу прочности на растяжение и происходит образование нормальных трещины по межблочным строительным швам и несколько позже – в зоне действия максимальных изгибающих моментов.

После образования нормальных трещин происходит переход к этапу II напряженно-деформированного состояния (рис. 2, б).

Этап II. Образование нормальных трещин вызывает различное напряженно-деформированное состояние бетона в сечениях с трещиной и между трещинами.

Деформации сжатия и растяжения бетона в сечениях между трещинами распределяются по линейному закону с максимальными значениями у сжатой и растянутой грани; деформации сдвига также распределяются по всей высоте сечения (аналогично этапу I). Деформации сжатия и растяжения бетона в сечении с трещиной имеют линейный характер, однако они распределяются в диапазоне от сжатой грани до вершины трещины, образовавшейся в растянутой зоне. Деформации сдвига возникают в не треснувшей части бетона с максимумом примерно в средней части по высоте этой зоны. Приближаясь к сжатой грани и к вершине нормальной трещины, деформации сдвига уменьшаются. Исключения составляют трещины по межблочным строительным швам, которые в дальнейшем переходят в наклонные. Вблизи таких трещин деформации сдвига резко возрастают.

В зоне растяжения над вершиной нормальной трещины, а также в сечениях между трещинами зависимости между растягивающими напряжениями и деформациями в бетоне с ростом нагрузки становятся нелинейными и напряжения возрастают, приближаясь к предельному значению. Это вызывает дальнейшее развитие существующих трещин и образование новых нормальных трещин.

В силу малоармированности гидротехнических сооружений и конструкций эпюры сжимающих напряжений в сжатой зоне бетона имеют треугольную форму, что отражено в нормативных документах СНиП 52-01-2003³.

³ СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М., 2004. 29 с.

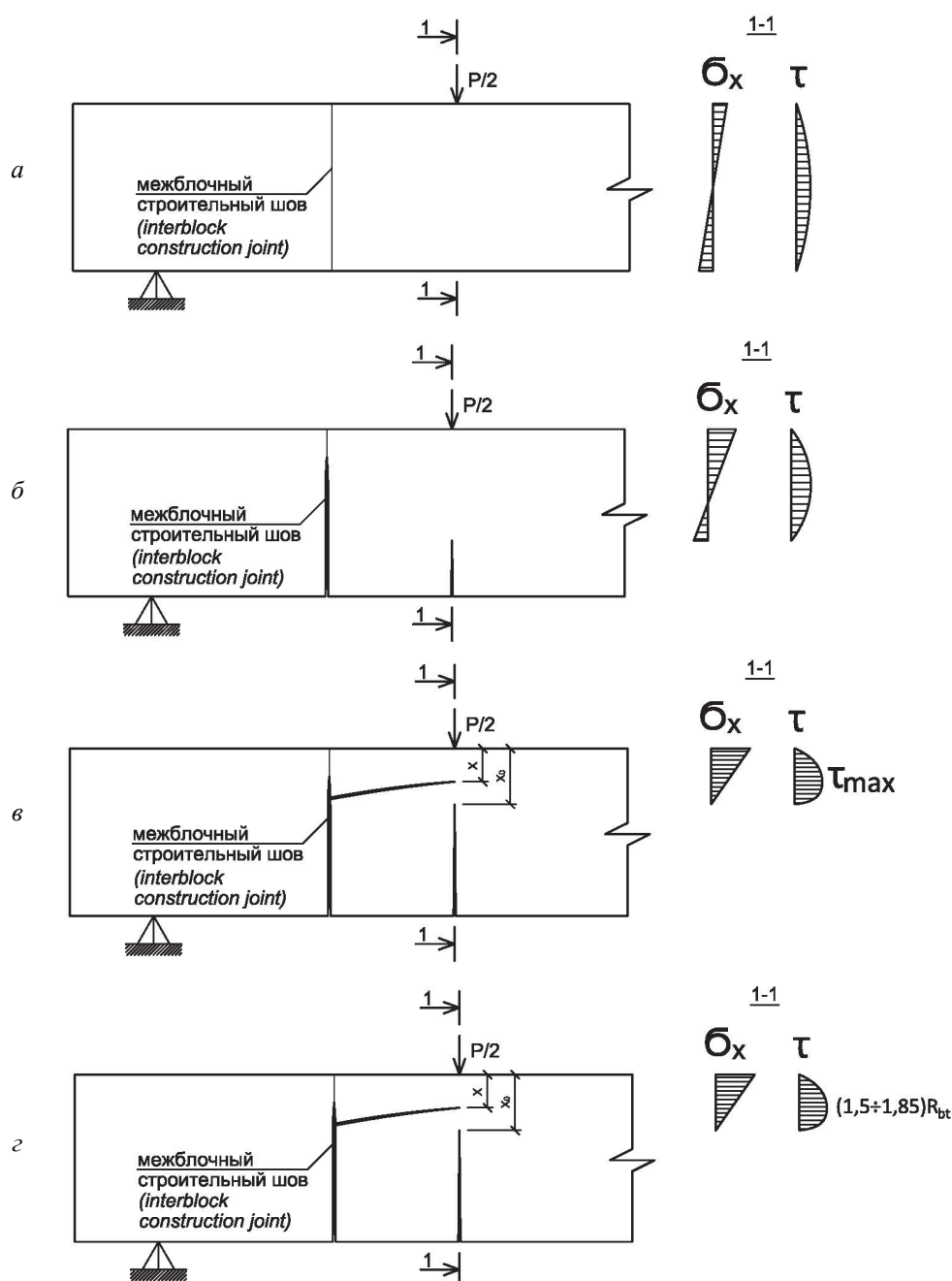


Рис. 2. Схемы напряженного состояния на этапах I–IV
 Figure 2. Diagrams of the stress state at stages I–IV

Продольная стальная арматура начинает интенсивно деформироваться после образования и по мере развития нормальных трещин.

Этап II напряженно-деформированного состояния конструкции завершается образованием наклонных трещин, выклинивающих из межблочных строительных швов.

Этап III. Появление наклонных (критических) трещин, выклинивающих из межблочных строительных швов, вызывает значительные изменения характера напряженно-деформированного состояния конструкции в целом, в том числе бетона и продольной арматуры (рис. 2, в).

Происходит перераспределение деформаций бетона по длине и по высоте конструкции, наиболее значительное вблизи критической трещины, которая по высоте нормальных сечений разделяет сжатую зону на две части. С ростом нагрузки деформации сжатия над вершиной критической наклонной трещины растут значительно быстрее, чем под ней.

После появления критических наклонных трещин деформации сдвига в нормальных сечениях перераспределяются, при этом максимум деформаций смещается к их вершинам. Деформации сдвига в сечениях с нормальными трещинами концентрируются в зоне не треснувшей части бетона, с максимумом в вершине наклонной трещины, уменьшаясь до нуля на сжатой грани.

Деформации сдвига в сечениях между нормальными трещинами также уменьшаются до нуля на сжатой грани. Окончание третьего этапа напряженно-деформированного состояния и переход к четвертому этапу (рис. 2, з) определяется тем, что конструкция перестает сопротивляться действию внешней нагрузки. В этот момент представляется необходимым произвести усиление конструкции предварительно напряженной базальтокомпозитной арматурой с расположением в растянутой (сжатой) зоне.

Этап IV. Пример: балка БЗ (этап 1) усилена предварительно напряженной БПА, расположенной в растянутой зоне, при этом (за счет усиления) нагрузка разрушения балки БЗ (этап 2) увеличилась в 1,3 раза, равно как и нагрузка разрушения балки Б4 (этап 3) по отношению к Б4 (этап 1) с расположением БПА в сжатой зоне. Разрушение произошло по сжатой зоне бетона над вершиной критической наклонной трещины.

Эпюра сжимающих напряжений в бетоне над трещиной при разрушении имеет треугольную форму с максимальными значениями у сжатой грани (что подтверждено экспериментальными данными). Эпюра касательных напряжений в нормальном сечении, проходящем через вершину критической наклонной трещины: максимум при разрушении (1,5–1,85) R_{bt} , полученный экспериментальным путем, действует в вершине наклонной трещины, уменьшаясь в направлении сжатой и растянутой граней.

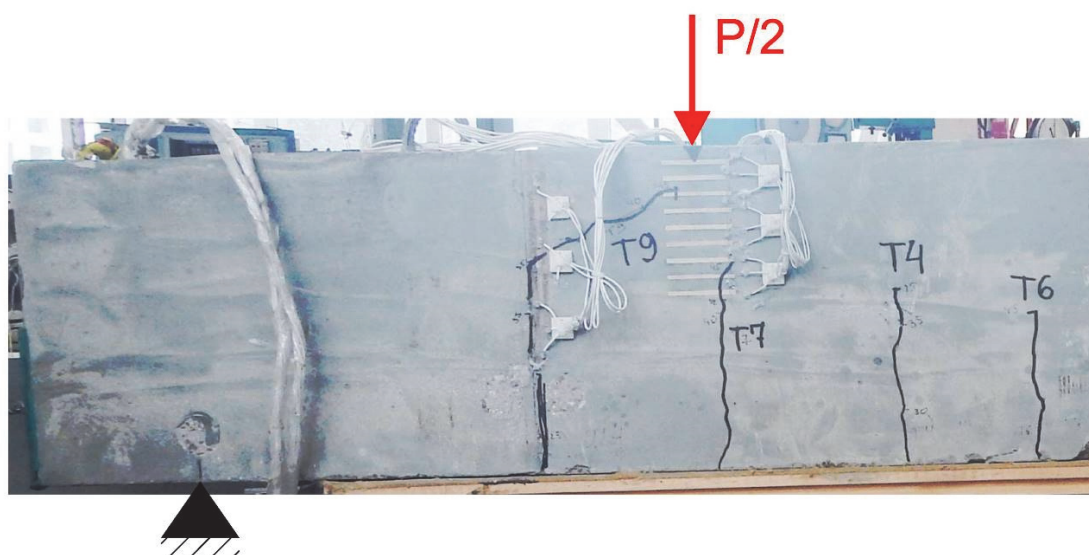


Рис. 3. Вид фрагмента опытной балки (этапы III и IV)
Figure 3. View of a fragment of the experimental beam (stages III and IV)

Основываясь на вышеизложенном, предлагается определять прочность гидротехнических малоармированных железобетонных конструкций с межблочными строительными швами, в том числе усиленных предварительно напряженной БПА, согласно следующей методике.

Поперечное усилие Q_b , воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении, определяется на основе формулы (65) СП 41.13330.2012⁴ [25]:

$$Q_b = \frac{0,8\varphi_w\varphi_s\varphi_z\varphi_n\gamma_j R_{bt} b h_0}{1 + \frac{M}{Q h_0}}, \quad (1)$$

где φ_w – коэффициент влияния предварительно напряженных хомутов (стальных или из БПА) в зоне среза, принимаемый равным 1,2 в случае их дополнительной установки; φ_s – коэффициент, учитывающий влияние продольной арматуры, определяемый по формуле

⁴ СП 41.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений (актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87). М.: Стандартинформ, 2019. 72 с.

$$\varphi_s = 1 + \frac{50A_s}{bh_0}, \quad (2)$$

и принимаемый не более 2,0; $\varphi_3 = 1,0$ – для элементов конструкций с высотой сечения $h < 0,6$ м, 0,83 – для элементов конструкций с высотой сечения $h \geq 0,6$ м; φ_n – коэффициент, учитывающий влияние предварительно напряженной базальтокомпозитной арматуры,

$$\varphi_n = \frac{N_p}{R_{bt} \cdot b \cdot x_0}, \quad (3)$$

где N_p – усилие предварительного напряжения,

$$x_0 = K_p \cdot x, \quad (4)$$

в котором x – высота сжатой зоны элемента конструкции, вычисляемая при треугольной эпюре по формуле

$$x = h_0 \sqrt{\mu \cdot \eta} = h_0 \cdot \sqrt{\frac{A_s}{bh_0} \cdot \frac{E_s}{E_b}}.$$

Коэффициент K_p , определяемый по результатам комплекса экспериментальных исследований, равен 1,5 – при расположении предварительно напряженной базальтокомпозитной арматуры в растянутой зоне элемента конструкции и 1,85 – при расположении предварительно напряженной базальтокомпозитной арматуры в сжатой зоне элемента конструкции; $\varphi_n = 1,0$ – при отсутствии предварительного напряжения; γ_j – коэффициент, учитывающий влияние межблочного строительного шва в зоне действия поперечных сил, принимаемый по табл. 2, где l_j – расстояние между сечением по шву и нормальным сечением, проходящим через конец наклонного сечения в сжатой зоне; h_j – высота сечения по шву; M и Q – изгибающий момент и поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через конец наклонного сечения в сжатой зоне, соответственно.

Таблица 2

Значения коэффициента, учитывающего влияние межблочного строительного шва в зоне действия поперечных сил

l_j / h_j	0,45 и меньше	От 0,46 до 0,64	0,65 и выше
γ_j	1,0	$1 - [(l_j / h_j) - 0,15]$	0,80

Table 2

Values of the coefficient taking into account the influence of the interblock construction seam in the zone of transverse forces action

l_j / h_j	0.45 and less	From 0.46 to 0.64	0.65 and higher
γ_j	1.0	$1 - [(l_j / h_j) - 0.15]$	0.80

Сравнение результатов расчетов по формуле (1) с данными экспериментов показывает достаточное совпадение с отклонением до 7 %.

Заключение

С учетом результатов проведенных исследований характерных железобетонных конструкций ГТС с межблочными строительными швами сформулированы этапы (I, II, III, IV) напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций ГТС, которое характеризуется особенностями распределения нормальных и касательных напряжений в нормальном сечении, проходящем через вершину критической наклонной трещины, выклинивающейся из межблочного строительного шва.

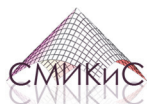
На основе результатов проведенных исследований железобетонных конструкций ГТС, в том числе усиленных предварительно напряженной базальтокомпозитной арматурой (как в растянутой, так и в сжатой зонах конструкции), а также предварительно напряженными хомутами в зоне среза, разработана методика расчета прочности малоармированных железобетонных конструкций ГТС, имеющих межблочные строительные швы.

Список литературы

1. Беллендир Е.Н., Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Зюзина О.В. Экспериментальные исследования потерь предварительного напряжения базальтокомпозитной арматуры в составе бетонного элемента // Гидротехническое строительство. 2020. № 7. С. 2–6.
2. Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Зюзина О.В. Влияние базальтокомпозитной предварительно напряженной арматуры на работу малоармированных, железобетонных конструкций с межблочными строительными швами // Природообустройство. 2020. № 5. С. 50–58.
3. Зюзина О.В. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, усиленных предварительно напряженной поперечной арматурой // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т. 16. № 6. С. 504–512. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-6-504-512>
4. Беккер А.Т., Уманский А.М. Применение базальтопластиковой арматуры в конструкциях морских гидротехнических сооружений // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники имени Б.Е. Веденеева. 2016. № 282. С. 61–75.
5. Завгороднев А.В., Уманский А.М., Беккер А.Т., Борисов Е.К. Перспективы применения композитной арматуры в морском гидротехническом строительстве // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2014. № S4–9. С. 137–148.
6. Рубин О.Д., Умнова Р.В. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил // Сборник научных трудов Гидропроекта. 1991. Вып. 145. С. 83–95.
7. Rubin O.D., Lisichkin S.E., Kamnev N.M. Calculation of the strength of a fragment of a turbine block with a scroll casing at the Al Waqda hydro development // Hydrotechnical Construction Consultants Bureau. 1998. Vol. 29. No. 12. Pp. 721–727.
8. Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Фролов К.Е. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций гидротехнических сооружений с блочными швами, усиленных системой внешнего армирования // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. Т. 14. № 3. С. 198–204. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-3-198-204>
9. Hamed E., Bradford M.A. Flexural time-dependent cracking and post-cracking behaviour of FRP strengthened concrete beams // International Journal of Solids and Structures. 2012. Vol. 49. Pp. 1595–1607.
10. Zhou Y., Gou M., Zhang F., Zhang Sh., Wang D. Reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer by friction hybrid bond technique: experimental investigation // Materials and Design. 2013. Vol. 50. Pp. 130–139.
11. Selvachandran P., Anandakumar S., Muthuramu K.L. Deflection behavior of prestressed concrete beam using fiber reinforced polymer (FRP) tendon // The Open Civil Engineering Journal. 2016. No. 10. Pp. 40–60.
12. Zhu H., Yang Y. External prestressing bridge reinforcement technology review // MATEC Web of Conferences. 2015. Vol. 22. Article number 04028.
13. Pavlović A., Donchev T., Petkova D., Limbachiya M., Almuhausen R. Pretensioned BFRP reinforced concrete beams: flexural behaviour and estimation of initial prestress losses // MATEC Web of Conferences. 2019. Vol. 2. Article number 09001.
14. Yang D., Zhang J., Song S., Zhou F., Wang Ch. Experimental investigation on the creep property of carbon fiber reinforced polymer tendons under high stress levels // Materials (Basel). 2018. Vol. 11. No. 11. Article number 2273. <https://doi.org/10.3390/ma11112273>
15. Thorhallsson E.R., Zhelyazov T., Gunnarsson A., Snaebjornsson J.T. Concrete beams reinforced with prestressed basalt bars // Concrete-Innovation and Design, fib Symposium (Copenhagen, Denmark, 18–20 May 2015). Copenhagen, 2015. 10 p.
16. Gunnarsson A., Thorhallsson E.R., Snaebjornsson J.T. Simulation of experimental research of concrete beams prestressed with BFRP tendons // Proceedings of the XXII Nordic Concrete Research Symposium. Reykjavik, Iceland, 2014. Pp. 153–156.
17. Thorhallsson E.R., Jonsson B.S. Test of prestressed concrete beams with BFRP tendons // Workshop Structural Engineering and Composites Laboratory. Reykjavik: Reykjavik University, 2012. 6 p.
18. Thorhallsson E.R., Gudmundsson S.H. Test of prestressed basalt FRP concrete beams with and without external stirrups // Proceedings from fib Symposium (Tel-Aviv, April, 2013). Tel-Aviv, 2013. Pp. 393–396.
19. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Киев: Будивельник, 1989. 104 с.
20. Гольшев А.Б., Колчунов В.И., Смоляго Г.А. Экспериментальные исследования железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы // Исследование строительных конструкций и сооружений. М., 1980. С. 26–42.
21. Залесов А.С., Рубин О.Д., Николаев В.Б. Совершенствование методики расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям // Гидротехническое строительство. 1987. № 12. С. 39–42.

References

1. Bellendir E.N., Rubin O.D., Lisichkin S.E., Zyuzina O.V. Experimental studies of prestress losses of basalt composite reinforcement as part of a concrete element. *Power Technology and Engineering*. 2020;(7):2–6. (In Russ.)
2. Rubin O.D., Lisichkin S.E., Zyuzina O.V. The influence of the basalt composite prestressed reinforcement on the operation of low-reinforced, reinforced concrete structures with interblock construction joints. *Priodoobustroystvo*. 2020;(5):50–58. (In Russ.)
3. Zyuzina O.V. Experimental studies of reinforced concrete structures of hydraulic structures strengthened with prestressed transverse reinforcement. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(6):504–512. (In Russ.) <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-6-504-512>
4. Becker A.T., Umansky A.M. Application of basalt-plastic reinforcement in the structures of offshore hydroengineering constructions. *Proceeding of the VNIIG*. 2016;(282):61–75. (In Russ.)
5. Zavgorodnev A.V., Umansky A.M., Bekker A.T., Borisov E.K. Prospects for the use of composite reinforcement in marine hydraulic engineering. *Mining Informational and Analytical Bulletin (Scientific and Technical Journal)*. 2014;(S4-9):137–148.
6. Rubin O.D., Umnova R.V. Experimental studies of reinforced concrete structures under the action of bending moments, longitudinal and transverse forces. *Collection of Scientific Works of Hydroproject*. 1991;(145):83–95. (In Russ.)
7. Lisichkin S.E., Rubin O.D., Kamnev N.M. Calculation of the strength of a fragment of a turbine block with a scroll casing at the Al Waqda hydro development. *Hydrotechnical Construction Consultants Bureau*. 1998;29(12):721–727.
8. Rubin O.D., Lisichkin S.E., Frolov K.E. Experimental investigations of reinforced concrete structures of hydraulic structures with block seams, enhanced by the external reinforcement system. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2018;14(3):198–204. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-3-198-204>
9. Hamed E., Bradford M.A. Flexural time-dependent cracking and post-cracking behaviour of FRP strengthened concrete beams. *International Journal of Solids and Structures*. 2012;49:1595–1607.
10. Zhou Y., Gou M., Zhang F., Zhang Sh., Wang D. Reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer by friction hybrid bond technique: experimental investigation. *Materials and Design*. 2013;50:130–139.
11. Selvachandran P., Anandakumar S., Muthuramu K.L. Deflection behavior of prestressed concrete beam using fiber reinforced polymer (FRP) tendon. *The Open Civil Engineering Journal*. 2016;(10):40–60.
12. Zhu H., Yang Y. External prestressing bridge reinforcement technology review. *MATEC Web of Conferences*. 2015;22:04028.
13. Pavlović A., Donchev T., Petkova D., Limbachiya M., Almuhausen R. Pretensioned BFRP reinforced concrete beams: flexural behaviour and estimation of initial prestress losses. *MATEC Web of Conferences*. 2019;289:09001.
14. Yang D., Zhang J., Song S., Zhou F., Wang Ch. Experimental investigation on the creep property of carbon fiber reinforced polymer tendons under high stress levels. *Materials*. Materials (Basel). 2018;11(11):2273. <https://doi.org/10.3390/ma11112273>
15. Thorhallsson E.R., Zhelyazov T., Gunnarsson A., Snaebjornsson J.T. Concrete beams reinforced with prestressed basalt bars. *Concrete-Innovation and Design, fib Symposium (Copenhagen, Denmark, 18–20 May 2015)*. Copenhagen, 2015.
16. Gunnarsson A., Thorhallsson E.R., Snaebjornsson J.T. Simulation of experimental research of concrete beams prestressed with BFRP tendons. *Proceedings of the XXII Nordic Concrete Research Symposium*. Reykjavik, Iceland; 2014. p. 153–156.
17. Thorhallsson E.R., Jonsson B.S. Test of prestressed concrete beams with BFRP tendons. *Workshop Structural Engineering and Composites Laboratory*. Reykjavik: Reykjavik University; 2012.
18. Thorhallsson E.R., Gudmundsson S.H. Test of prestressed basalt FRP concrete beams with and without external stirrups. *Proceedings from fib Symposium (Tel-Aviv, April, 2013)*. Tel-Aviv; 2013. p. 393–396.
19. Zalesov A.S., Klimov Yu.A. *The strength of reinforced concrete structures under the action of transverse forces*. Kyiv: Budivel'nyk Publ.; 1989. (In Russ.)
20. Golyshv A.B., Kolchunov V.I., Smolyago G.A. Experimental studies of reinforced concrete elements under the combined action of a bending moment and shear force. *Investigation of Engineering Structures*. Moscow; 1980. (In Russ.)
21. Zalesov A.S., Rubin O.D., Nikolayev V.B. Improvement of the methodology for calculating the strength of reinforced concrete elements on inclined sections. *Power Technology and Engineering*. 1987;(12):39–42. (In Russ.)



ОБОЗРЫ REVIEWS

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-3-299-307

UDC 666.973.2

REVIEW ARTICLE / ОБЗОРНАЯ СТАТЬЯ

Properties and behavior of light hydrophobic concrete

Makhmud Kharun, Armin Ehsani*, Shahin Nasimi, Tesfaldet H. Gebre

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

*arminhsani97@gmail.com

Article history

Received: March 24, 2021

Revised: June 16, 2021

Accepted: June 25, 2021

Abstract. In concrete mixing plan, we usually encounter a combination of aggregates including sand, the amount of cement, which is actually the criterion of concrete grade, and the volume of water consumed. Changes in the quality and quantity of these components actually create the usual types of concrete. But the attitude that formed the basis of this research is based on the change in the nature of the components of the concrete mixing design. Removal of water and cement from the mixing plan and replacement of polymeric materials as well as the use of mixed LECA aggregates instead of aggregates is the basis of this research. In this paper, by examining and selecting LECA grain style and pre-treatment (hydrophobicity and coupling), in a constant ratio of resin, concrete samples were selected from three dimensional categories. After making the samples, flexural strength test was performed on them and the results were analyzed. Various compounds and processes have so far been proposed in the lightweight concrete mixing scheme. The distinctive point of this study is the use of lightweight expanded clay concrete with heat-treated acrylic polymer (crosslinking constituents) and related coupling agents. It is also important to select and apply the right amount of hydrophobic nanoparticles for hydrophilic surface hydrophobicity. Hydrophobicity was possible due to the non-polar nature of the acrylic polymer and the use of hydrophobic nanomaterials.

Keywords: flexural strength concrete, LECA polymer lightweight concrete, lightweight concrete, nano-hydrophobic concrete, polymer concrete, Scoria polymer lightweight concrete

For citation

Kharun M., Ehsani A., Nasimi Sh., Gebre T.H. Properties and behavior of light hydrophobic concrete. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(3): 299–307. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-299-307>

Изготовление гидрофобного полимерного легкого бетона

М. Харун, А. Эхсани*, Ш. Насими, Т.Х. Гебре

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

*arminhsani97@gmail.com

История статьи

Поступила в редакцию: 24 марта 2021 г.

Доработана: 16 июня 2021 г.

Принята к публикации: 25 июня 2021 г.

Аннотация. В процессе бетоносмешения обычно используется комбинация заполнителей, включающая песок, некоторое количество цемента, являющегося критерием качества бетона, и объем потребляемой воды. Изменения качества и количества этих компонентов фактически создают традици-

Makhmud Kharun, Associate Professor, Department of Civil Engineering, Academy of Engineering, Candidate of Technical Sciences; Scopus Author ID: 57190813153, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-2773-4114>

Armin Ehsani, master student, Department of Civil Engineering, Academy of Engineering; ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-4590-8552>

Shahin Nasimi, master student, Department of Civil Engineering, Academy of Engineering; ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-5939-3257>

Tesfaldet Hadgembes Gebre, research assistant, Department of Civil Engineering, Academy of Engineering; Scopus Author ID: 57212348775, eLIBRARY SPIN-код: 2587-8700, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-7168-5786>

Харун Махмуд, доцент, департамент строительства, Инженерная академия, кандидат технических наук; Scopus Author ID: 57190813153, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-2773-4114>

Эхсани Армин, магистрант, департамент строительства, Инженерная академия; ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-4590-8552>

Насими Шахин, магистрант, департамент строительства, Инженерная академия; ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-5939-3257>

Гебре Тесфалдет Хадгембес, аспирант, департамент строительства, Инженерная академия; Scopus Author ID: 57212348775, eLIBRARY SPIN-код: 2587-8700, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-7168-5786>

© Kharun M., Ehsani A., Nasimi Sh., Gebre T.H., 2021



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

онные типы бетона. Настоящее исследование основано на изменении характера компонентов конструкции бетоносмешения. В его основе удаление воды и цемента из плана смешивания и замена их полимерными материалами, а также использование смешанных заполнителей типа LECA. Путем изучения и выбора типа зерна LECA и предварительной обработки (гидрофобность и сцепление) в постоянном соотношении полимера были отобраны образцы бетона из трехмерных категорий. После изготовления образцов на них проводились испытания на прочность при изгибе и анализировались полученные результаты. Ранее в схеме смешивания легких бетонов предлагались различные вариации соединения и процессов. Отличительная особенность данной работы заключается в использовании легкого керамзитобетона термообработанным акриловым полимером, скрепляющим компоненты, и сопутствующими связующими веществами. Особое внимание уделено выбору и нанесению нужного количества гидрофобных наночастиц для достижения гидрофобности прежде гидрофильной поверхности. Гидрофобность стала возможной благодаря неполярной природе акрилового полимера и использованию гидрофобных наноматериалов.

Ключевые слова: бетон с прочностью на изгиб, легкий полимербетон LECA, легкий бетон, наногидрофобный бетон, полимербетон, легкий полимербетон Scoria

Для цитирования

Kharun M., Ehsani A., Nasimi Sh., Gebre T.H. Properties and behavior of light hydrophobic concrete // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2021. Т. 17. № 3. С. 299–307. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-3-299-307>

Introduction

In the concrete mixing plan, we are usually faced with a combination of aggregates, including sand, the amount of cement, which is in fact the standard of concrete grade and the volume of water used. Changes in the quality and quantity of these materials actually create the usual types of concrete.

But the attitude that formed the basis of this research is based on the change in the nature of the components of the concrete mixing design. Removal of water and cement from the mixing plan and replacement of polymeric materials as well as the use of mixed LECA aggregates instead of aggregates is the basis of this research. In this paper, by examining and selecting the LECA grain style and pre-processing (hydrophobicity and coupling), in a constant ratio of resin, concrete samples were selected from three dimensional categories. After making the samples, flexural strength test on They were performed and the results were analyzed.

Polymer concrete is a composite material where the binder is a thermosetting polymer reinforced with aggregates. It was developed in 1970 responding to the need of a lightweight material with high compressive strength and good chemical resistance [1; 2]. Vibration damping is also another polymer concrete relevant property [3]. There are several uses of precast polymer concrete such as drains, tanks, manholes [3], restoration building [4; 5], pavements [6], and underground utility structures [1], among others. The final properties of polymer concrete depend on its design and production conditions such as the type of binder, the mixing method, and the type and size distribution of the aggregates. The binder of polymer concrete is usually a thermosetting resin; hence, the viscosity and the gel time of the resin are also important preparation factors [7].

Materials and methods

Choose LECA seed style. The specifications of processed structural aggregates must comply with the criteria (ASTM C330) [8]. The volumetric mass of structural aggregates is much less than conventional aggregates. The bulk density of structural aggregates is between 560 and 1120 kg/m³. While the bulk density of ordinary aggregates varies between 1200 to 1760 kg/m³. Water absorption of light grains is between 5 and 20% by weight of dry materials [9].

The average specific gravity and water absorption of some types of light grains are given in Table 1.

Table 1

Characteristics of different grain styles

Type of materials	Average bulk density, kg/m ³	Water absorption, %
Beneh Kohol pumice	457	37
Eskandan pumice	730	20
Scoria	850	16
LECA (lightweight expanded clay aggregate)	367	15

An experiment to determine the mass crushing properties of aggregates is called the crushing value test in Part 3 of the Regulations (BS 812 1975) [10]. When considering aggregates with unknown performance (especially in cases where aggregates are suspected of having less power), for example in the case of limestone and some granites and basalts, the value of crushing can be a useful guide. In this test, a force of 400 kN is applied to the piston of the lightweight particles in 10 minutes. The disadvantage of this test is its inaccuracy for the smaller aggregates, which after crushing the larger aggregates, get stuck among the larger aggregates, and this reduces the quality of the test. In the third chapter of the standard, the 10% fine-grained test is presented, which is more accurate. For weaker aggregates, the 10% fine-grained test is more sensitive and gives a more realistic picture of the differences between more or less weak samples. Therefore, this test is valuable for evaluating lightweight materials, but there is no simple relationship between the result of this test and the maximum strength of concrete made with the aggregates tested [11]. The results of the 10% fine-grained test are shown in Table 2.

Table 2

Results of ten percent fine-grained test

Type of materials	Name of materials	Test results	
		Specific weight (aggregates between 1/2 and 3/4 inch sieve)	Force (to create 10% fine grain), kN
Light	Beneh Kohol pumice	453	22
	Eskandan pumice	728	29
	Qorveh Scoria	826	37
	LECA	356	26
Normal	Payam Marand Aggregate	1603	221

Two-component acrylic resins. Two-component hydroxyl acrylic resins hardened by isocyanates have two main characteristics. The first characteristic is the formation of urethane bonds, which are formed by the reaction between hydroxyl acrylics and basic isocyanate polymers. The second characteristic is the ability to produce these resins with different percentages of hydroxyl groups [12].

Flexural strength test methods and equipment. In concrete flexural strength test, the tensile strength of concrete is indirectly evaluated. This test was performed according to the central point load standard [13], which is the same as three-point load. The test diagram is shown in Figure 1.

Experimental sample size. The Indian standard specifies a sample size of 150 mm in width, 150 mm in depth, and an aperture of 700 mm. The standard also states that if the maximum aggregate size is not greater than 19 mm, it may exceed 100 mm. Width, 100 mm depth and 500 mm aperture used. The British standard specifies a square cross-section of 100 mm or 150 mm and an aperture of four to five times the depth of the specimen. However, this standard also prefers sizes of 150 mm by 150 mm and an aperture of 750 mm. In this research, based on standard 17731, the method of making and processing concrete samples in the laboratory for compressive and flexural tests has been performed by the Iranian Institute of Standards and Industrial Research. In this standard, the dimensions of the sample for flexural strength test are defined as $L \times L \times L \times 3L + 5$ cm. In making the samples of this research, the width and height of 10 cm and therefore the length of 35 cm have been selected for the test.

Concrete flexural testing equipment:

- 1) steel or iron molds or molds of any other non-absorbent material measuring 100 mm by 100 mm by 350 mm;
- 2) impact rods two large rods (16 mm in diameter and 600 mm long) and one small bar (10 mm and 300 mm long);
- 3) a test machine capable of applying loads evenly and without interruption;
- 4) small shovel;
- 5) trowel;
- 6) scales with an accuracy of 1 kg;
- 7) electric concrete mixer;
- 8) vibrating table.

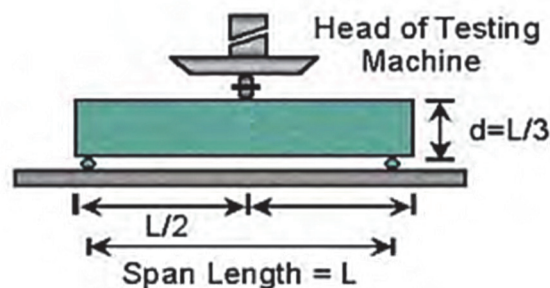


Figure 1. Flexural strength test of a central point or three-point concrete load

Research related standards. Various components are involved in the manufacture of lightweight polymer concrete with hydrophobic properties. Each of these components is effective in determining the final concrete properties: ASTM C1228. Standard practice for preparing coupons for flexural and washout tests on glass fiber reinforced concrete [14]; ASTM C642. Standard test method for density, absorption, and voids in hardened concrete [15]; ASTM C78. Standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with third-point loading) [16]; ASTM C293. Standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with center-point loading [17] and central loading (three-point) [18].

Sample making steps:

1. *Pre-treatment of lightweight aggregates with water repellent nanomaterials.* One of the objectives of this research is to achieve light polymer concrete with hydrophobic properties. To achieve this goal, two solutions are considered. First, polymer concrete is made using the appropriate ratio of components and then superficially by one of a variety of methods of waterproofing and surface hydrophobicity, this feature should be provided. It should be noted that the types of polymers used in the manufacture of polymer concretes such as polyester resins, epoxy, acrylic, polyurethane, etc., are inherently waterproof, but what makes the nano-hydrophobic process is the nature of waterproof resins have different levels depending on each other and the water resistance performance of most resins changes over time and the desired performance decreases. On the other hand, mixing aggregates with resin in such a way that all surfaces of aggregates are completely covered by resin will not happen in practice and uncovered ducts will be the path of water penetration and in the manufacture of products that, in addition to the surface, the depth of work is also in the water, such as blocks and porous floors with water permeability, cannot be completely waterproof and will not be responsible for durability. Because the relationships we create between lightweight aggregates and polymer chains are predicted by temporary Van der Waals forces.

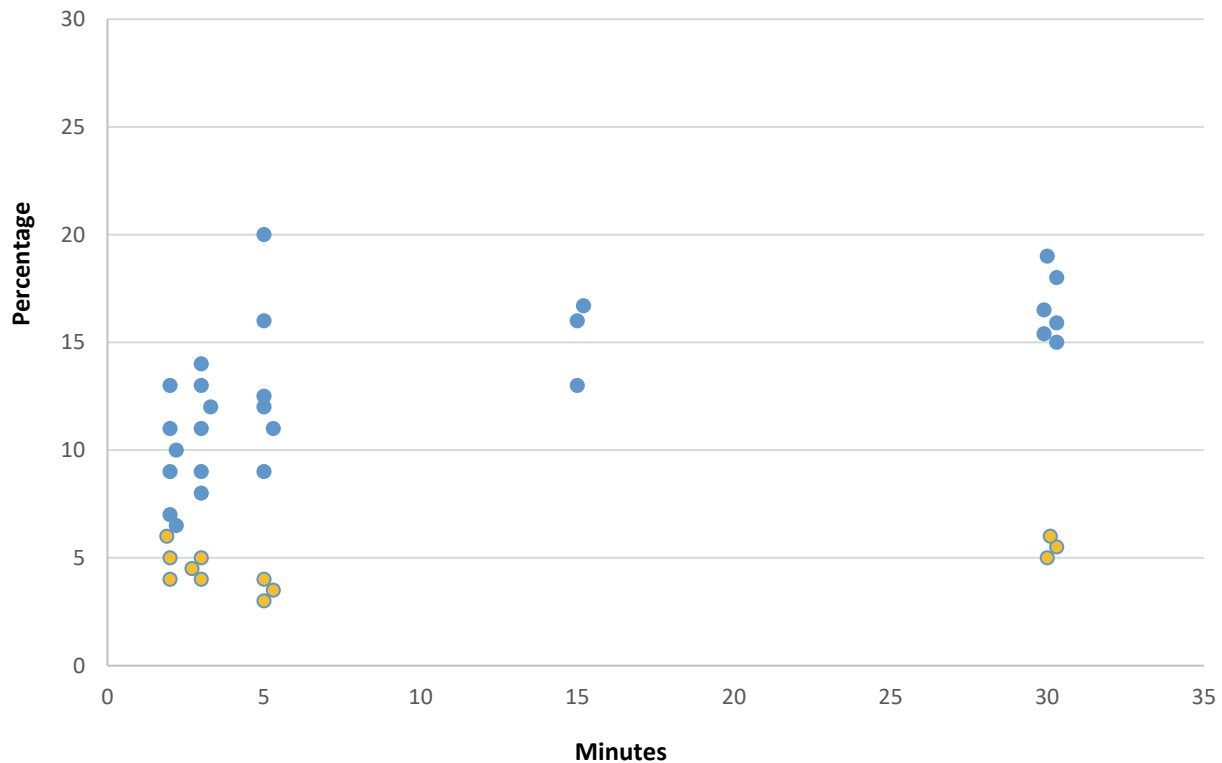


Figure 2. Percentage of water absorption per minute:
yellow circles – 5 to 10 mm; blue circles – 10 to 20 mm

In the second case, using nano-hydrophobic concrete, first the lightweight aggregates are immersed in the hydrophobic solution so that the entire surface of the aggregates is covered by hydrophobic materials. After this work and drying of light grains, mixing with resin is done. In this method, all the aggregates are completely

covered due to the dispersion and very high surface coverage of the nanomaterials, and due to the covalent bonds between the hydrophobic nanoparticles and the aggregates, the hydrophobic action will be permanent. On the other hand, nanomaterials due to their structure, which are polar on the one hand and non-polar molecules on the other. They are connected from the polar side to the building materials, which here are the same as Leica ores, and from the other side to the non-polar resin chains. In fact, the hydrophobic nanomaterials in Inch play a role as binders (coupling agents).

We mixed light grains (LECA) with ratios of 1, 3 and 5 wt.% of nanomaterials (dissolved in a ratio of 1 to 15 in water). After 24 hours and completing the reaction of Ibn Nanomaterials and granules (LECA), 100 g of lightweight aggregates (LECA) from all three samples containing 1, 3 and 5% of hydrophobic nanomaterials were poured into the container separately. Plastic mesh was placed on the light grains so that they would not float on the surface of the water. Then 500 ml of water was added to each container. After 72 hours, light grains (LECA) were removed from the containers and weighed by a digital scale with an accuracy of 0.01 g. Figures 2, 3 & 4 shows the water absorption values by granules (LECA).

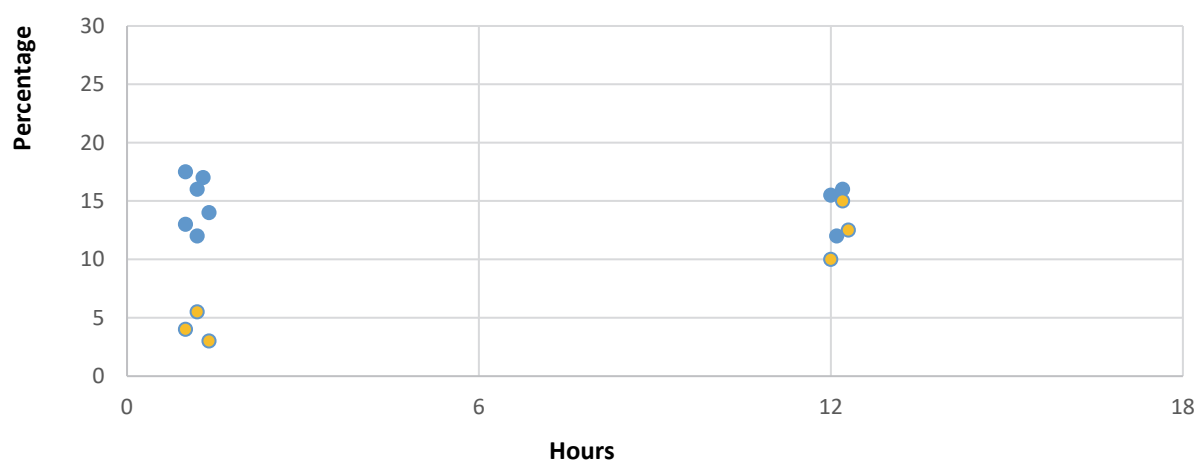


Figure 3. Percentage of water absorption per hour:
yellow circles – 5 to 10 hours; blue circles – 10 to 20 hours

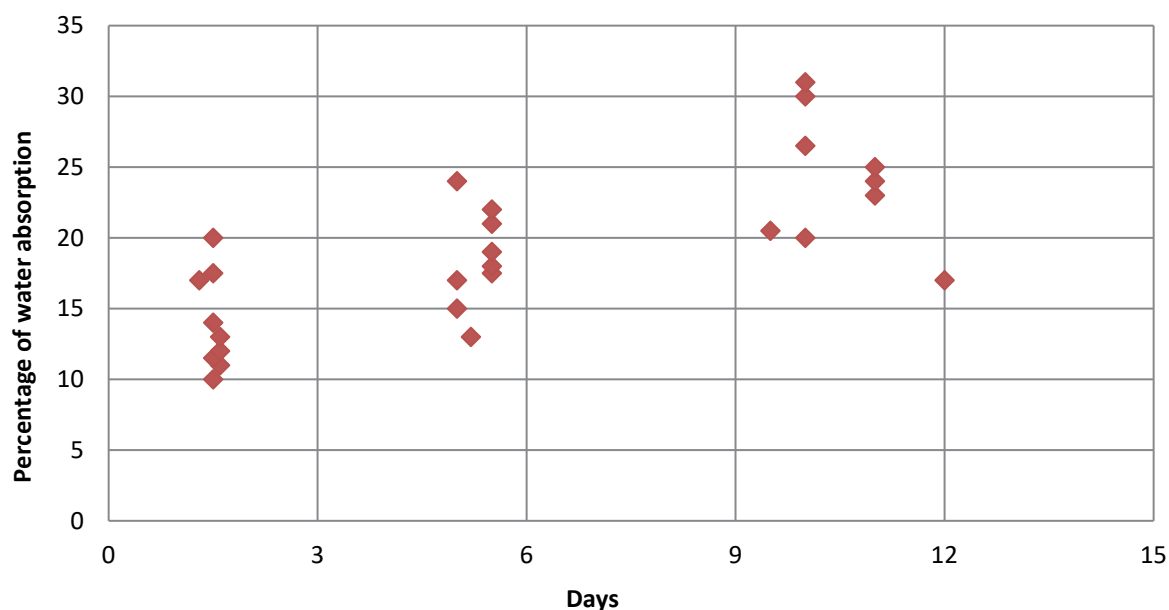


Figure 4. Percentage of water absorption per day

Refereeing Table 3, three groups of lightweight LECA with sizes of 0–4, 4–10, 10–25 mm were prepared. After light grain processing (mixing process with hydrophobic nanomaterials) and after a certain time to complete the surface reaction between LECA aggregates and nanomaterials, it is time to mix with resin.

The tested samples were from medium-sized LECA grains with a light grain size of 4 to 10 mm, which in fact had the highest surface area compared to other grading sizes. First, 100 g of LECA light grain was placed in the container as a control in the same way as the hydrophobic samples, and after placing a plastic net and adding 500 mg of water to the container and 72 hours passed, the LECA sample was weighed.

The water absorption rate of light grains was 18% based on the standard test ASTM-C 642 according to the following formula

$$\text{Percentage of water absorbed} = \frac{m - m_0}{m_0} \times 100,$$

where M – wet sample weight; M_0 – dry sample weight.

2. *Meshing and making samples of LECA and resin.* The strength of polymer concrete is directly related to the size of the aggregate and the optimal ratio of resin consumption. First, the optimal size of the aggregate has been determined.

For this purpose, three groups of LECA light grains with sizes of 0–4, 4–10, 10–25 mm were prepared from LECA company. Since the simultaneous supply of lightweight concrete and being in the range of light to medium concrete is the desired structure, and according to information sources, it is predicted that LECA granules with 0–4 mm granulation will have better results to ensure, 9 samples of the three granulation groups were made and tested with a higher amount of resin. The test results proved the equality of the predictions and the obtained results.

Table 3

Special weight of LECA grading

	Grading	Special weight (average)	Special weight (max)
1	0–4 mm	510 kg/m ³	560 kg/m ³
2	4–10 mm	320 kg/m ³	370 kg/m ³
3	10–25 mm	250 kg/m ³	300 kg/m ³

Three groups of lightweight LECA with sizes of 0–4, 4–10, 10–25 mm were prepared. After light grain processing (mixing process with hydrophobic nanomaterials) and after a certain time to complete the surface reaction between LECA aggregates and nanomaterials, it is time to mix with resin. Since the maximum amount of resin used against 50% aggregate can be and above this the nature of the material composed of composite material and polymer will be more commonly known as polymer, therefore, the highest percentage of resin, which is 50% by weight relative to lightweight, was selected. First, we weigh the grains that are completely dry and dried in the oven. The mold was made of high-strength Hilux plates and smooth surfaces to prevent the resin from adhering to the mold body, in dimensions of 35×10×10. The mold was lubricated with paraffin oil before loading. After weighing the lightweight aggregate and resin, mixing was performed. It should be noted that at each stage of the work, after mixing the resin with the reactant in a ratio of 3 to 1, 1% of the saline coupling agent was added to the resin. This allows the resin to bond better to the surface of the aggregates, in fact the coupling agent prevents cracking of the polymer concrete, which includes mineral and organic components. When the light mix of grain and resin is done, we mold the sample. After an hour, open the mold and put the sample in the oven at 80 degrees for 6 hours for baking. After cooking the samples, we turn off the oven and let the sample lose its temperature. Sudden exit of the sample from inside the oven to the outside space can cause small cracks in the resin connecting the grains.

Probation. After making the samples, in order to perform flexural strength tests, precise loading devices were used in the form of three-point loading or central loading. Samples with a length of 350 mm were made. According to the standard 17731 flexural strength test, the distance between the two supports was 3 or 300 mm. The loading speed of 200 kg/s was defined for the test device. The test method was the same for all samples in different stages. Before flexural strength tests, the weight of the specimens was accurately measured. By calcu-

lating the exact dimensions of the specimens, the volumetric weight of each specimen for placement in the formula was obtained. The method of breaking the sample with Leica 10 to 24 mm grain style is shown in the Figures 5 and 6.



Figure 5. Examples of lightweight polymer concrete with different grain styles



Figure 6. Sample failure method with Leica 10–25 mm grain style

After fabrication of the specimens and fracture strength test, the flexural strength of each specimen has been calculated. For each specimen fabricated, its dimensions in three directions were accurately measured with a caliper. After that, the weight of each sample was determined accurately using a digital scale. Then, from these two components, volumetric weight was obtained. Loading at a rate of 200 kg/s was performed by a device with high accuracy of flexural and tensile strength in the laboratory. For flexural strength tests, the distance between the two supports to the edge of the sample is 25 mm on each side according to the standard was calculated. The calibration values of the device were calculated by the operator of the device. Then the values of flexural strength were calculated based on the obtained information. The Standard of Flexural Strength Test Method of Concrete Using a Simple Beam with Point Loading in the Center of the National Standard Organization of Iran [14] has been used for the test method and calculation of rupture modulus:

$$R = \frac{3PL}{2bd^2},$$

where R – the modulus of rupture, in terms of 2; P – the maximum applied load, indicated by the test device, in terms of 4; L – mouth length, in millimeters; b – average test width, in failure time in millimeters; d – average test height, at the time of failure, in millimeters.

Results

Water absorption test results. By performing water absorption test, samples made of LECA polymer concrete with 0–4 mm granulation and weight ratio of 50% of resin, the results mentioned in the Table 4 were obtained. In this test, two components of granulation and the ratio of resin to grain size are considered constant. The difference between the amount of nanomaterials used in the hydrophobicity of grain style has been measured. With increasing the amount of hydrophobic nanomaterials from 1 to 3 and 3 to 5%, the amount of water absorption of Leica light grains has decreased from 18 to 3%. The Table 4 shows the results of water absorption test.

Table 4

Results of flexural strength test of three types of lightweight granulation with 50% resin

Line	Nano hydrophobic percentage	The amount of light grain	Percentage of sample water absorption
1	5	100	3
2	3	100	10
3	1	100	15
4	0	100	18

The results obtained from flexural strength tests on specimens using the same volume of resin and different grain sizes of LECA grain style indicate that the density due to the reduction of grain size grain size leads to an increase in flexural strength in the same ratio of resin.

These results are shown in the Table 5.

Table 5

Flexural strength test of three types of lightweight granulation with 50% resin

Line	Light grain size, mm	Average specific gravity of 3 samples, kg/m ³	Average failure force of 3 samples, kg-f	Average flexural strength of 3 samples, MPa
1	0–4	880	1205	3.76
2	4–10	550	674	2.1
3	10–25	475	481	1.5

By examining the results of flexural strength test for light grain samples of LECA and paying attention to the pictures of the failure sections of the samples, it is revealed that by increasing the volume of light grain, its mechanical strength decreases. Due to the effect of porosity in order to reduce the elastic modulus of concrete, it is predictable that larger grains of lightweight aggregate will reduce the bearing capacity of concrete and flexural strength.

$$10-25 > 4-10 > 0-4.$$

Conclusion

Initially, 1, 3, and 5 percent by weight of LECA lightweights were diluted 15 times with water and nano-materials. The obtained solution was used for sealing hydrophilic surfaces. Using 5% nanomaterials, the water absorption rate of LECA lightweights decreased from 18 to 3%. Subsequently, a mixture of hydrophobic LECA's was prepared in three groups of 0–4, 4–10 and 10–25 mm and 5% weight resin relative to the weight of the lightweight aggregates. Flexural strength test was performed after molding and curing and passing of time for 72 hours. The 0–4 mm LECA's showed the best flexural strength. After designing and performing different stages of this research, all predetermined goals were achieved. The purpose of this research was to reduce the weight of concrete and at the same time maintain the mechanical strength of hydrophobic lightweight concrete, at least in the range of non-structural lightweight concrete Water absorption has been done. The average results obtained for lightweight polymer concrete with a grain size of 0 to 4 mm are as follows.

Three samples of LECA polymer lightweight concrete blocks with a specific gravity of 880 Kg/m³ on average were tested in the laboratory for flexural strength. The average breaking strength was 1205 kg-f. Then, the flexural strength of each sample was obtained and the average flexural strength was calculated to be 3.76 MPa. Based on the classification of lightweight concrete into three categories of structural, medium and non-structural with specific weights, respectively, the first group, lightweight concrete. Instruments with a specific weight of 1400 to 1900 Kg/m³, flexural strength is higher than 17 MPa and the second group of lightweight concrete is classified as 800 to 1400 Kg/m³ and the flexural strength range is 17 MPa and the third group of non-structural lightweight concrete with a specific gravity of 800 to 1400 and flexural strength of 0.31 to 7 MPa are classified. In this study, due to the use of 50% by weight ratio of resin per light weight of grain, the specific gravity of the average lightweight concrete has increased to some extent for this purpose, in a parallel study of this study, 30 to 40 % of the specific gravity of the resin was used. The results and flexural strength tests and failure tests in the sample sections indicate that due to the low failure threshold of light LECA grains compared to resin has little effect on reducing flexural strength.

Therefore, lightweight polymer concrete with a flexural strength of 3.76 MPa for non-structural lightweight concrete and a specific gravity of 880 Kg/m³ has been completely satisfied and has been in line with the research objectives.

References

1. Fowler D.W. Concrete-polymer materials: how far have we come, and where do we need to go? *International Congress on Polymers in Concrete, Berlin, Germany*. 2018;6:143–195.
2. Fowler D.W. Polymers in concrete: a vision for the 21st century. *Cement and Concrete Composites*. 1999;21(5–6): 449–452.
3. Bedi R., Chandra R., Singh S.P. Mechanical properties of polymer concrete. *Journal of Composites*. 2013;2013: 948745. <https://doi.org/10.1155/2013/948745>
4. Dimmig-Osburg A. Polymer concrete produced with desert sand – a project of applied research. *Restoration of Buildings and Monuments*. 2014;20(5):361–370.
5. Oertel T., Hutter F., Tänzer R., Helbig U., SEXTL G. Primary particle size and agglomerate size effects of amorphous Silica on ultra-high-performance concrete. *Cement and Concrete Composites*. 2013;37:61–67. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2012.12.005>
6. Lee S.L., Mannan M.A., Wan W.H. Ibrahim. Polishing resistance of polymer concrete pavement using limestone aggregate. *International Journal of Pavement Engineering*. 2018;61(1):1–9. <https://doi.org/10.1080/10298436.2018.1489135>
7. Kirlikovali E. Polymer/concrete composites: a review. *Polymer Engineering and Science*. 1981;21(8):507–509.
8. *ASTM-C330 standard specification for lightweight aggregates for structural concrete*. American Society for Testing and Materials; 2004. Available from <https://www.astm.org/Standards/C330.htm> (accessed: 20.02.2021).
9. Naderi M. Comparison of mixing design and compressive strength of lightweight concretes made with LECA. Scoria and Perlite aggregates using torsion method. *Journal of Civil Engineering*. 2012;4(2):203–254.
10. BS 812-1. *Testing aggregates. Part 1. Methods for determination of particle size and shape* (part 3, p. 123–167). London: British Standards Institution; 1975.
11. Kasyap S.S., Li S., Senetakis K. Investigation of the mechanical properties and the influence of micro-structural characteristics of aggregates using micro-indentation and Weibull analysis. *Construction and Building Materials*. 2021;271: 121509. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121509>
12. Abdollahi S., Khorasani M., Kasiriha M., Nasiri N. Determining the best type of water, based acrylic resin for application in concrete in structures used in the oil and gas industry. *2nd International Conference on Oil, Gas and Petrochemical Tehran, Iran, 2014*. Available from <https://civilica.com/doc/346014/certificate/print/> (accessed: 05.03.2021).
13. ASTM C1550. *Standard test method for flexural toughness of fiber-reinforced concrete (using centrally loaded round panel)*. West Conshohocken: American Society for Testing and Materials; 2008.
14. ASTM C1228. *Standard practice for preparing coupons for flexural and washout tests on glass fiber reinforced concrete*. West Conshohocken: American Society for Testing and Material; 2015.
15. ASTM C642. *Standard test method for density, absorption, and voids in hardened concrete*. West Conshohocken: American Society for Testing and Materials; 2013.
16. ASTM C78. *Standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with third-point loading)*. West Conshohocken: American Society for Testing and Materials; 2018.
17. ASTM C293. *Standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with center-point loading)*. West Conshohocken: American Society for Testing and Materials; 2002.
18. 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.) <https://doi.org/10.22363/18155235-2018-14-5-396-403>

ПАМЯТИ КОЛЛЕГ IN MEMORIAM OF THE COLLEAGUES

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-3-308-309

БИОГРАФИЧЕСКАЯ СТАТЬЯ / BIOGRAPHICAL ARTICLE



Виктор Андреевич Баженов (1941–2021)

Ушел из жизни член редакционной коллегии нашего журнала, выдающийся ученый-механик Виктор Андреевич Баженов.

В течение многих лет он содействовал поддержанию высокого научного уровня журнала.

Виктора Андреевича все знали и любили как ученого и педагога, многолетнего заведующего кафедрой строительной механики, директора Научно-исследовательского института строительной механики Киевского национального университета строительства и архитектуры (КНУБА), первого проректора и самое главное как светлого и доброго человека.

Виктор Андреевич Баженов родился 12 июля 1941 г. в городе Городня Черниговской области. В 1963 г. окончил строительный факультет Киевского инженерно-строительного института. Работал старшим научным сотрудником Киевского политехнического института (1963–1975 гг.), начальником управления Министерства высшего образования УССР (1975–1986 гг.), в Киевском национальном университете строительства и архитектуры – проректором по научной работе (1986–1988 гг.), первым проректором (1988–2013 гг.), заведующим кафедрой строительной механики (с 1989 г.) и директором Научно-исследовательского института строительной механики с 1992 г.

В 1969 г. защитил кандидатскую, а в 1984 г. докторскую диссертации. В 1987 г. присвоено ученое звание профессора. В 1999 г. был избран членом-корреспондентом Академии педагогических наук Украины, академик Национальной академии педагогических наук Украины с 2010 г. Заслуженный деятель науки и техники Украины (1992 г.), дважды лауреат государственных премий Украины в области науки и техники (1991 и 2003 гг.), лауреат Государственной премии Украины в области образования (2013 г.). Награжден орденами «За заслуги» III ст. (2000 г.), «За заслуги» II ст. (2006 г.), «За заслуги» I ст. (2011 г.), медалями «За трудовую доблесть» (1981 г.) и «В память 1500-летия Киева» (1982 г.), Почетной грамотой

Кабинета министров Украины (2001 г.), знаком Министерства образования и науки Украины «За научные достижения» (2006 г.), медалями Академии педагогических наук Украины «Ушинский К.Д.» (2006 г.), «Григорий Сковорода» (2011 г.), «Владимир Мономах» (2016 г.). Член ряда отраслевых академий: Академии строительства Украины, Академии инженерных наук Украины, Академии технологических наук Украины, Международной академии наук высшей школы.

Создал научную школу по теории и методам математического моделирования, современным численными методами решения задач строительной механики. Автор около 630 научных работ, в том числе 43 монографий, 31 учебника. Под его научным руководством защищено 13 докторских и 27 кандидатских диссертаций.

Виктор Андреевич проводил большую научно-организационную работу: много лет был председателем Экспертного совета по архитектуре, строительству и геодезии ВАК Украины и МОН Украины, возглавлял специализированный Ученый совет по защите диссертаций в КНУБА, был председателем секции «Строительство и строительные материалы» Комитета по государственным премиям Украины в области науки и техники, председательствовал в секции «Механика» Научного совета Министерства образования Украины, был главным редактором научно-технического сборника «Соппротивление материалов и теория сооружений».

Ученики и коллеги всегда будут помнить и уважать Виктора Андреевича. В нашей памяти он навсегда останется искренним надежным другом, доброжелательным советчиком, профессионалом своего дела.

*Редколлегия журнала «Строительная механика инженерных конструкций и сооружений»
приносит соболезнования родным и близким Виктора Андреевича Баженова.*

DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-3-310

БИОГРАФИЧЕСКАЯ СТАТЬЯ / BIOGRAPHICAL ARTICLE



Павел Михайлович Саламахин (1930–2021)

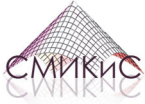
Ушел из жизни доктор технических наук, профессор, академик Российской академии транспорта, ведущий научный сотрудник Московского автомобильно-дорожного государственного технического университета (МАДИ) Павел Михайлович Саламахин.

В 1956 г. он закончил строительный факультет Военно-инженерной академии имени В.В. Куйбышева, после чего проработал на Семипалатинском специальном полигоне три года на инженерных должностях. В 1959 г. был введен в состав научно-исследовательской лаборатории мостов и переправ ВИА имени В.В. Куйбышева, в которой работал до 1972 г. на должности старшего научного сотрудника, а затем начальника лаборатории. По результатам своих научных работ защитил в 1963 г. кандидатскую, а в 1974 г. докторскую диссертации. Его кандидатская диссертация была посвящена исследованию целесообразности применения стеклопластиков в переправочно-мостовых конструкциях, а докторская – автоматизации проектирования военных мостов.

С 1972 по 1974 г. работал на Кубе специалистом-консультантом Военно-технического института в Гаване. С 1974 по 1985 г. преподавал на кафедре мостов, а позже на кафедре конструкций ВИА имени В.В. Куйбышева. Под его руководством на кафедре мостов МАДИ велись исследования в области оптимизации и автоматизации проектирования мостовых конструкций, определения возможности безопасного пропуска тяжеловесных транспортных средств по автодорожным мостам с учетом их фактического состояния.

Автор более 200 опубликованных научных работ, среди которых 6 монографий, 5 авторских свидетельств и 2 патента на изобретения. За время своей научной работы в ВИА имени В.В. Куйбышева и МАДИ выступал официальным оппонентом по 7 докторским и более 30 кандидатским диссертациям, в МАДИ им подготовлено 24 кандидата технических наук. Награжден знаками «Почетный дорожник Российской Федерации», «Почетный транспортный строитель Российской Федерации и «Почетный работник высшего профессионального образования». В 2004 г. избран действительным членом Российской академии транспорта. Прекратив чтение лекций по состоянию здоровья, находясь в должности ведущего научного сотрудника МАДИ, направил свои усилия на критическую оценку существующих отечественных и зарубежных нормативных временных вертикальных нагрузок на автодорожные мостовые сооружения, обоснование формата новых физически существующих, статистически обоснованных и экономически целесообразных нормативных временных вертикальных нагрузок на автодорожные мостовые сооружения Российской Федерации и концепции разработки программ автоматизированного проектирования мостовых сооружений по задаваемому критерию их оптимальности.

Коллектив департамента строительства Инженерной академии Российского университета дружбы народов и редколлегия журнала «Строительная механика инженерных конструкций и сооружений» приносят соболезнования родным и близким Павла Михайловича Саламахина.



2021. 17(3). 311–312

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ
STRUCTURAL MECHANICS OF ENGINEERING CONSTRUCTIONS AND BUILDINGS

ISSN 1815-5235 (Print), 2587-8700 (Online)
HTTP://JOURNALS.RUDN.RU/STRUCTURAL-MECHANICS



Уважаемые коллеги!

Инженерная академия Российского университета дружбы народов приглашает вас принять участие в научных мероприятиях в 2022 году.

ВСЕРОССИЙСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ С МЕЖДУНАРОДНЫМ УЧАСТИЕМ
«ИНЖЕНЕРНЫЕ СИСТЕМЫ – 2022»

Апрель 2022 года

Место проведения: Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3,
Департамент строительства, Инженерная академия РУДН.

ВСЕРОССИЙСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ С МЕЖДУНАРОДНЫМ УЧАСТИЕМ
«ИНЖЕНЕРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ – 2022»

Октябрь 2022 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).

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)

Июнь 2022 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.