

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ

2019 Том 15 № 3

DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-3

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

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

Свидетельство о регистрации СМИ ПИ № ФС77-19706 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, Cyberleninka, DOAJ, 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.

Подписной индекс по каталогу агентства «Роспечать» – 20479 (полгода).

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

Акимов П.А., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

ЗАМЕСТИТЕЛЬ ГЛАВНОГО РЕДАКТОРА

Галишиникова В.В., д-р техн. наук, доц., РУДН, Москва, Россия

ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЙ РЕДАКТОР

Мамиева И.А., РУДН, Москва, Россия

ЧЛЕНЫ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ:

Ванин В.В., д-р техн. наук, проф., Киевский политехнический университет, Киев, Украина

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

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

Обозов В.И., д-р техн. наук, проф., ЦНИИСК, Москва, Россия

Буй Суан Нам, доцент, Ханойский университет горного дела и геологии, Ханой, Вьетнам

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

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

РЕДАКЦИОННЫЙ СОВЕТ

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

Баженов В.А., акад. Национальная академия педагогических наук, д-р техн. наук, проф., КНУСА, Киев, Украина

Голик В.И., д. член РАЕН, д-р техн. наук, проф., Северо-Кавказский горно-металлургический институт (государственный технологический университет), Владикавказ, Россия

Заксенхофер Райханд Ф., профессор, Горный университет в Леобене, Австрия

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

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

Мандроне Джузеппе, доцент, Университет Турина, Италия

Красич Соня, кандидат технических наук, Нишский университет, Ниш, Сербия

Мазуле Фредерик, профессор, Высшая инженерная школа «Централь Сюпелек», Университет Париж-Сакли, Франция

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

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

- Ter-Emmanulyan T.N., Polumordvinov I.O.* Method of full discretization in joint calculation in time of the system “construction – foundation – soil” (Метод полной дискретизации в совместном расчете во времени системы «конструкция – фундамент – грунт») 171
- Ситников И.Р., Голиков А.В.* Рационализация конструктивной формы башен с предварительно напряженными затяжками 182
- Веселов Ю.А., Карабутов М.С.* Результаты компьютерного расчета величины ветровой нагрузки, действующей на свод из вальцованных профилей 193

ТЕОРИЯ ТОНКИХ ОБОЛОЧЕК

- Krivoshapko S.N.* Optimal shells of revolution and main optimizations (Оптимальные оболочки вращения и основные критерии оптимальности) 201
- Gil-oulbé M., Jazzan M., Qbaily J.* Geometric modelling and materially nonlinear numerical analysis of shells in the shape of one-sheet hyperboloid of revolution (Геометрическое моделирование и численный расчет физически нелинейных оболочек в форме однополостного гиперболоида вращения) 210

ДИНАМИКА КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ

- Сулейманов А.А., Джуряев О.А., Умаров Ф.Я., Шомансуров С.С.* Оценка рисков при сейсмопожароопасном воздействии на опасные производственные и категоризованные объекты промышленности 219
- Колесников А.О., Костюк Т.Н., Попов В.Н.* Расчет вертикальной жесткости фундамента с учетом взаимного влияния свай 229

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

- Фролов К.Е.* Экспериментальные исследования железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, усиленных композитными материалами 237
- Дмитриев И.К.* Определение разрушающих усилий в стержне-вантовой арке 243

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

Адрес редакции:

Российский университет дружбы народов
Россия, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; тел.: +7 (495) 955-08-58; факс: +7 (495) 955-08-58; e-mail: stmj@rudn.university; i_mamiyeva@mail.ru

Подписано в печать 20.06.2019. Выход в свет 27.06.2019. Формат 60×84/8.

Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 9,30. Тираж 250 экз. Заказ № 1086. Цена свободная.

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Российский университет дружбы народов» (РУДН)
Россия, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6

Отпечатано в типографии ИПК РУДН:
Россия, 115419, Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3

STRUCTURAL MECHANICS OF ENGINEERING CONSTRUCTIONS AND BUILDINGS

2019 VOLUME 15 No. 3

DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-3

<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 (elibrary.ru), Cyberleninka, DOAJ, 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, illumines 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

P.A. Akinov, Chairman, Member of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, DSc, Professor, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

ASSISTANT EDITOR-IN-CHIEF

V.V. Galishnikova, DSc, RUDN University, Moscow, Russia

MANAGING EDITOR

I.A. Mamieva, RUDN University, Moscow, Russia

MEMBERS OF EDITORIAL BOARD:

V.V. Vanin, DSc, Professor, National Technical University of Ukraine "Igor Sikorsky Kyiv Polytechnic Institute", Kiev, Ukraine

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

E.M. Zveryaev, DSc, Professor, Keldysh Institute of Applied Mathematics (Russian Academy of Sciences), Moscow, Russia

V.I. Obozov, DSc, Professor, Central Research Institute of Building Structures (TzNIISK im. V.V. Kucherenko), Moscow, Russia

Xuan Nan Bui, PhD, Assoc. Professor, Hanoi University of Mining and Geology, Hanoi, Vietnam

R.S. Sanjarovskiy, DSc, Professor, L.N. Gumilyov Eurasian National University, Astana, Kazakhstan

V.P. Agapov, DSc, Professor, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

EDITORIAL COUNCIL

V.I. Andreev, Chairman, Member of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, DSc, Professor, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

V.A. Bazhenov, Member of the National Academy of Educational Science of Ukraine, DSc, Professor, Kiev National University of Building and Architecture, Kiev, Ukraine

V.I. Golik, Member of the Russian Academy of Sciences, DSc, Professor, North-Caucasian Institute of Mining and Metallurgy (State Technological University), Vladikavkaz, Russia

Reinhard F. Sachsenhofer, PhD, Professor, Montanuniversität Leoben, Austria

S.P. Ivanov, DSc, Professor, Volga State University of Technology, Yoshkar-Ola, Russia

N.I. Karpenko, Member of the RAACS, DSc, Professor, NIISF RAACS, Moscow, Russia

V.I. Kolchunov, Member of the RAACS, DSc, Professor, South-West State University, Kursk, Russia

Giuseppe Mandrone, PhD, Ass. Prof. in Engineering Geology, University of Torino, Italy

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

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

L.S. Lyakhovich, Member of the RAACS, DSc, Professor, Tomsk State University of Architecture and Building (TSUAB), Tomsk, Russia

V.I. Travush, Member of the RAACS, DSc, Professor, ENPI, Moscow, Russia

N.M. Yakupov, Corresponding Member of Russian Engineering Academy, DSc, Professor, IME of FIC KazanSC of RAS, Russia

CONTENTS

ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

- Ter-Emmanuilyan T.N., Polumordvinov I.O.* Method of full discretization in joint calculation in time of the system "construction – foundation – soil" 171
- Sitnikov I.R., Golikov A.V.* Rationalization of the constructive form of towers with prestressed cables 182
- Veselev Yu.A., Karabutov M.S.* The results of computer analysis of the wind load acting on the set of rolled profiles 193

THEORY OF THIN ELASTIC SHELLS

- Krivoshapko S.N.* Optimal shells of revolution and main optimizations 201
- Gil-oulibé M., Jazzan M., Qbaily J.* Geometric modelling and materially nonlinear numerical analysis of shells in the shape of one-sheet hyperboloid of revolution 210

DYNAMICS OF STRUCTURES AND BUILDINGS

- Suleymanov A.A., Djuraev O.A., Umarov F.Y., Shomansurov S.S.* Risk assessment for seismic and fire hazards at hazardous industrial and classified sites industry 219
- Kolesnikov A.O., Kostjuk T.N., Popov V.N.* Calculation of foundation vertical stiffness with the piles mutual influence effect 229

EXPERIMENTAL RESEARCHES

- Frolov K.E.* Experimental studies of reinforced concrete structures of hydraulic structures strengthened with composite materials 237
- Dmitriev I.K.* Determination of destructive forces in a rod-cable arch 243

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 (RUDN University)
6 Miklukho-Maklaya St., Moscow, 117198, Russian Federation; tel.: +7 (495) 955-08-58; fax: +7 (495) 955-08-58; e-mail: stmj@rudn.university; i_mamieva@mail.ru

Printing run 250 copies. Open price

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

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

© Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 2019
© Mamieva I.A., photo on the cover of the Journal (Vnukovo International Airport, Moscow), 2019

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

UDC 624.012

DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-3-171-181

RESEARCH PAPER

Method of full discretization in joint calculation in time of the system “construction – foundation – soil”

Tatyana N. Ter-Emmanuilyan¹, Igor O. Polumordvinov²¹Russian University of Transport, 9 Obraztsova St., bldg. 9, Moscow, 127994, Russian Federation²Kazakh-British Technical University, 59 Tole bi St., Almaty, A05HIT2, Republic of Kazakhstan**Keywords:**method of full discretization;
creep;
displacements;
deformations;
stresses;
concrete construction;
stress-strain; tank;
history of construction**Abstract**

Introduction. Prospective transition of CIS to the European design standards in the construction industry requires development of new and modification of known engineering methods for calculation and design of construction. Creation and development of such methods should be based on fundamental research that can become the basis for the development of principally new, innovative technologies.

Methods. The paper consists of basis and practical application of the method of full discretization. This method is a special modification of finite element method for the solving of problems of the creep. Practical application of the method is illustrated with modeling and applied tasks.

Results. The paper presents a joint calculation of the “structure – foundation – soil” system using the example of a reservoir of a modular biological wastewater treatment plant designed for filtration fields in the village of Tasboget, Akmola region, the Republic of Kazakhstan. The full picture of the evolution of the stress-strain state of structures is gained, taking into account the material creep and the history of construction. There is a comparison of result calculations with and without technology of erection of structures.

Article history:

Received: March 20, 2019

Revised: April 22, 2019

Accepted: May 11, 2019

For citationTer-Emmanuilyan T.N., Polumordvinov I.O. (2019). Method of full discretization in joint calculation in time of the system “construction – foundation – soil”. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(3), 171–181. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-171-181>**Introduction**

Prospective transition of CIS to the European design standards in the construction industry requires development of new and modification of known engineering methods for calculation and design of construction [1–3].

Creation and development of such methods should be based on fundamental research that can become

the basis for the development of principally new, innovative technologies [4].

One of such directions is the further development and perfection of methods of analysis of structures and grounds, more precise estimate of evolution of the deformation stress state (DSS) and the yield of the building foundation in time. It is important to consider inelastic and nonlinear properties of building materials and structures, spatial and temporal in homogeneity, i.e. construction technology and other factors influencing their deformability, strength, durability and stability [5].

The basis for calculating any projected building object is its closed mathematical model, usually represented by systems of differential or integro-differen-

¹ Tatyana N. Ter-Emmanuilyan, Grand Ph.D., Professor, Department of Theoretical Mechanics, Author ID: 25638119000, tanya_ter@mail.ru

² Igor O. Polumordvinov, Ph.D., Assistant Professor, Faculty of Oil and Gas Industry.

© Ter-Emmanuilyan T.N., Polumordvinov I.O., 2019



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

tial equations with boundary and initial conditions. However, the analytical solution of such systems of equations can be obtained only in special cases for objects with a simple geometric shape with simple boundary and initial conditions. The way out was found by introducing various types of discretization of a continuous problem in which an infinite set of numbers representing the unknown function is replaced by a finite number of unknown parameters. As a result, the system of differential equations for real-world problems tends to turn into large systems of algebraic equations that can be solved only with the help of modern computer technology [6–9].

Method of full discretization (FDM) – special modification of the finite element method (FEM) for the solving of various problems of the elastic creep, offered by N. Ter-Emmanuilyan [10].

FDM – universal, comparatively simple and obvious engineering method being “not step-by-step” in time. It gives an opportunity to determine discrete values of displacements, deformations and stresses in a calculated interval of time. The method is developed both in variant of displacements, and in variant of forces. It can be combined with other engineering numerical methods, such as a method of boundary elements, a method of finite differences and others. [11].

The FDM allows to take into account: a heterogeneous creep and ageing of materials of any constructions and foundation soils; physical and geometrical nonlinearity; plasticity; anisotropy; different modular elastic creep; influence of temperature; presence stressed reinforcement and normal armatures in ferro-concrete; discrete diagrams of erection of constructions (increase or reduction of volumes, change of operational loadings, etc.) [12].

The method is applied at the decision of a wide class of engineering problems of a linear and nonlinear elastic creep. For example: plane problems; axisymmetric; three-dimensional; single-layered and multilayered plates and envelopes; bar and thin-walled systems; stability of plates and bars; contact problems; thermoelastic creep problems; a short-time high-temperature creep of metals, etc.

The mathematical justification of a FDM as a version of a method of weighted residuals and also approximation and discretization error in numerical solutions is considered. The appropriate algorithms of the solutions of linear and nonlinear problems of elasticity, elastic creep and plasticity are constructed. The package of application software for engineers and researchers is developed.

The wide class of modelling and applied engineering problems are solved: calculation of evolution of stress-deformation state in the system “tunnel lining –

rock”; reinforced concrete pipe – backfilling; a heterogeneous thick-walled shell with steel facing at loading and unloading; research of evolution of stress-deformation state of the vertical supported shaft at drive with the preset speed; calculation in time reinforced concrete wall panels with holes; calculation of multilayered plates in view of a creep of some layers; buckling of flexible plates; buckling of a rod and cylindrical bend of a plate with initial camber; research on model Shenly at conservative and following loadings; calculation of prestressed ferroconcrete rods; combined calculations of growing buildings and constructions and their bases [13]:

- an evolution of stress-deformation state of a foundation ferroconcrete plate on a soil base;
- a problem about of influence of non-simultaneity of erection of buildings on evolution of the stress-deformation state in constructions and basis at the constrained building of city territories;
- calculations of the box-shaped substructure and the basis of high-altitude television tower on Kok-Tyube mountain near Almaty city in three variants of statement of a task: plane, quasi-spatial and spatial;
- calculation of a road embankment and its basis;
- calculation in time four-level a ferro-concrete construction and its basis, etc.

1. Bases of the method

Stress-deformation state (SDS) the elastic creep, homogeneous and isotropic body loaded in the age of $\tau = \tau_1$ at small deformations in static problems completely is determined, if all are known 15 components of a vector:

$$\bar{f}(x^i, t, \tau) = [\bar{u}^T(x^i, t, \tau) \bar{\varepsilon}^T(x^i, t, \tau) \bar{\sigma}^T(x^i, t, \tau)],$$

$$(i = 1, 2, 3),$$

as functions of coordinates and time, satisfying in each point to system of the matrix-vector equations:

$$\begin{pmatrix} -\underline{n}^T & \underline{J} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{J} & -\underline{L}_t \\ \underline{0} & \underline{0} & \underline{n} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \bar{u} \\ \bar{\varepsilon} \\ \bar{\sigma} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \bar{0} \\ \bar{0} \\ \bar{\rho} \end{pmatrix} = \bar{0}. \quad (1)$$

And to boundary conditions in movements on S_1 and in superficial forces on S_2 . In system (1) \underline{n} (3×6) – a matrix of linear differential operators on coordinates; $\bar{\rho} = [XYZ]^T$ – a vector of volumetric forces; \underline{n}_s – a matrix directing cosines an external normal to a surface, but with replacement of operators of differentiation $\partial/\partial x^i, \dots$ on cosines $\cos(\bar{v}, x^i), \dots$; \underline{J} –

a unit matrix; \underline{L}_t – a matrix of integro-differential operators of an elastic creep with 12 nonzero elements L_{ij} from which \underline{L}_{t11} has the following kind:

$$\begin{aligned} L_{t11} &= \frac{1}{E(\tau_1)} + C(t, \tau_1) + \int_{\tau_1}^t \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right] \frac{d\dots}{d\tau} = \\ &= \delta(t, \tau_1) + \int_{\tau_1}^t \delta(t, \tau) \frac{d\dots}{d\tau}. \end{aligned} \quad (2)$$

Matrix \underline{L}_t in usual designations is constructed on the basis of the equations of a condition for linear three-dimensional elastocrep the bodies, received by N.H. Arutjunjan [14].

For the decision of system of the equations (1) the numerical method of the decision based on full, existential digitization (FDM) was offered [10].

Digitization of objects in FDM on geometry is carried out as well as in FEM at the decision elastic and elastoplastic problems.

The limited time piece (day, years) digitize p time points.

For uniaxial the discrete form of the equation of a condition looks like the intense condition:

$$\begin{aligned} \varepsilon_i &= \sigma_i \delta_{i1} + \sum_{j=2}^i \int_{t_{j-1}}^{t_j} \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} \delta_i(\tau) d\tau, \\ (i &= 1, 2, 3, \dots, p), (j = 2, 3, \dots, p). \end{aligned} \quad (3)$$

In (3) integral it is broken for the sum of integrals, the derivative is replaced differential.

The formula (3), after introduction of matrix restrictions, gets a kind conterminous under the form with Hooke’s law:

$$\bar{\varepsilon} = \underline{E}^{-1} \bar{\sigma}, \quad (4)$$

where $\bar{\varepsilon}$ and $\bar{\sigma}$ – vectors of discrete values.

The return square-bottom triangular matrix of matrix “module” \underline{E} describing elasticity, hereditary creep and ageing of a material:

$$\underline{E}^{-1}_{p \times p} = \begin{pmatrix} \delta_{11} & 0 & \dots & 0 \\ \delta_{21} - \tilde{\delta}_{22} & \tilde{\delta}_{22} & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_{p1} - \tilde{\delta}_{p2} & \tilde{\delta}_{p2} - \tilde{\delta}_{p3} & \dots & \tilde{\delta}_{pp} \end{pmatrix}, \quad (5)$$

in which sizes $\tilde{\delta}_{ik}$ are calculated under the formula

$$\tilde{\delta}_{ik} = \frac{1}{t_k - t_{k-1}} \int_{t_{k-1}}^{t_k} \delta_i(\tau) d\tau, \quad (6)$$

or, is simplified,

$$\tilde{\delta}_{ik} = \frac{\delta_{ik} + \delta_{i,k-1}}{2}. \quad (7)$$

Thus

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau). \quad (8)$$

Generally triaxial the SDS, from six scalar integrated equations of a condition making the second group of the matrix equations (1) it is received, after sampling, the system of the algebraic equations having the form of generalized Hooke’s law:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\varepsilon}_x &= \underline{E}^{-1} \bar{\sigma}_x - \underline{\mu} \underline{E}^{-1} (\bar{\sigma}_y + \bar{\sigma}_z) \\ \dots &\dots \dots \dots \dots \dots \\ \bar{\gamma}_{xy} &= 2 \underline{E}^{-1} (\underline{J} + \underline{\mu}) \bar{\tau}_{xy} \\ \dots &\dots \dots \dots \dots \dots \end{aligned} \right\}, \quad (9)$$

where $\underline{\mu} = \underline{\nu} \underline{\Pi}$.

An auxiliary matrix:

$$\underline{\Pi} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ -1 & 1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & -1 & 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 1 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 1 \end{pmatrix}, \quad (10)$$

$\underline{\nu}$ – the bottom triangular matrix generated from sizes ν_{ij} :

$$\nu_{ij} = \begin{cases} \nu(t_i, \tau_j), & (i \leq j) \\ 0, & (i < j) \end{cases}, \quad \nu(t, \tau) = \frac{\tilde{\varepsilon}(t, \tau)}{\varepsilon_0(\tau)}. \quad (11)$$

At construction of matrixes \underline{E} and $\underline{\mu}$ it is possible to use theories of creep or the data of base experiments. As a result of generalization of physical parities(ratio) of the linear theory of creep and matrix “Hooke’s law” (10), the matrix form of the law of a linear elastic creep is received in a general view:

$$\bar{\sigma}_t = \underline{D}_t \bar{\varepsilon}_t, \quad (12)$$

where \underline{D}_t – the generalized matrix of a linear elastic creep having in scalars $6p$ the order, $\bar{\sigma}_t$ and $\bar{\varepsilon}_t$ – $6p$ -

dimensional ($3p$ -dimensional in flat problems) on components tensors and to time points of vectors of stresses and deformations.

At a conclusion of the formula calculation of the matrix of rigidity of a final element generalized in time for quasistatic problems of an elastic creep the principle of possible movings Lagrange is used. In result the formula is received:

$$\underline{k}_t^r = \int_V \underline{B}_1^T \underline{D}_t \underline{B}_1 dv, \quad (13)$$

where \underline{B}_1 – a matrix of communication of components of movings and deformations in time in FE :

$$\bar{\varepsilon}_t^r = \underline{B}_1 \bar{q}_t^r. \quad (14)$$

Looks like a rectangular matrix generally about $6p \times 3np$ (n – number of units in FE).

Matrix \underline{B}_1 turns out from a usual matrix in way of expansion of each scalar member B_{kl} in diagonal blocks – matrixes of the order p with constant diagonal elements B_{kl} .

The matrix \underline{k}_t^r of rigidity generalized in time elastocreep a final element has the order in p time the greater, than the order k_t – matrixes of rigidity of an elastic element due to replacement of scalar elastic constants E and ν bottom triangular matrixes \underline{E} and $\underline{\nu}$ the order p . The generalized matrix of rigidity \underline{K}_t of system elastocreep elements which is square, block, the order, generally, $3Np$ (N – the general (common) number of units of elements of system) further is resulted. For uniformity on properties of an elastic creep of a body, this matrix can be received very simply – as well as \underline{k}_t^r – by expansion of scalars E and ν in matrixes \underline{E} and $\underline{\nu}$ p the order.

At calculation of the designs consisting from non-uniform on properties or age of materials, blocks of matrix \underline{K}_t of system are calculated only by summation on the elements containing units i and j of global numbering of the appropriate members of generalized matrixes of rigidity of final elements:

$$\underline{K}_{t,ij} = \sum_{r \ni ij} \underline{k}_{t,ij}^r. \quad (15)$$

Further allowing linear matrix algebraic equation concerning a required vector \bar{q}_t of components of movings in time of all units of system is submitted:

$$\underline{K}_t \cdot \bar{q}_t = \bar{R}_t, \quad (16)$$

where \underline{K}_t – generalized stiffness matrix of system (SMS) in which the kinematic boundary conditions having

an opportunity to change in a settlement interval of time are taken into account; \bar{R}_t – a vector of a variable or a constant in time of central loading.

2. Results of numerical modelling

Let us consider joint in time calculation of two-tier reinforced concrete building and its foundation in the spatial formulation in the example of modular station tanks of biological sewage treatment with capacity of 6400 m³/day designed for filtration fields in the village Tasboget, Akmola Oblast, Kazakhstan (Figure 1).

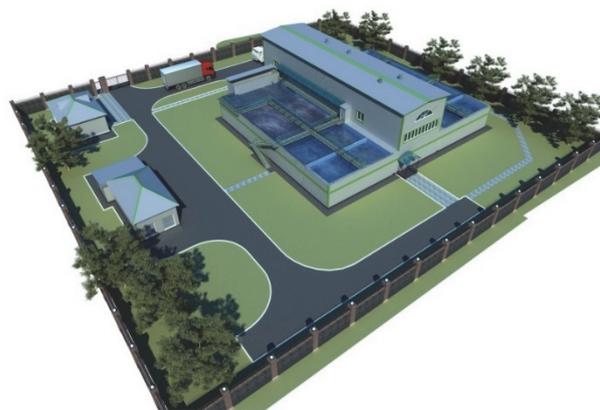


Figure 1. General view of the biological treatment of sewage

The tanks of the modular station are made of concrete B25 with the following mechanical properties: initial modulus is 30 000 MPa, the calculated resistance to axial compression is 14.5 MPa, the calculated resistance to axial tension is 1.0 MPa. There was used the reinforcement armature of Class A-III with mechanical properties: modulus of elasticity is 200 000 MPa, the design resistance is 367.7 MPa.

In building practice erection of any constructions is an example ph growing in time. Depending on concrete conditions, process of escalating of viscoelastic bodies can occur both discretely, and is continuous. The account of a time history of development and loading bodies frequently results in qualitative changes in their mechanical behaviour. At designing large ground and underground constructions, it is especial in conditions of city building, performance of stage-by-stage geotechnical calculation, since process of construction and finishing an operation phase is expedient. Thus results of calculations can differ from usual on the order, and sometimes and with change of a mark [15].

The model of concrete with “smeared” reinforcement were used in the calculation of the building to account for the rheological properties of the mate-

rial of the tanks. In this case, the behaviour of elastic creeping material (concrete or reinforced concrete with “smeared” reinforcement) can be described by equations of the hereditary theory of aging with a measure of creep by S.V. Aleksandrovskiy [16].

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E} (1 - e^{-\beta\tau}) + \psi(\tau) - \psi(\tau) \frac{e^{\gamma\tau} - A_2}{e^{\gamma\tau} - A_2} + \Delta(\tau) [1 - e^{-\alpha(1-\tau)}],$$

where

$$\Delta(\tau) = C_1 - C_3 + \frac{A_1 - A_3}{\tau}, \quad \psi = C_3 + \frac{A_3}{\tau},$$

the values for parameters of creep are taken in accordance with recommendations of N.H. Aratunyan [14]: $\alpha = d^{-1}$, $\beta = 0.206 d^{-1}$, $\gamma = 0.03 d^{-1}$, $A_1 = 4.62 \cdot 10^{-5} d / (\text{kgf/cm}^2)$, $A_2 = 1$, $A_3 = 3.416 \cdot 10^{-5} d / (\text{kgf/cm}^2)$, $C_1 = 0.975 \cdot 10^{-5} (\text{kgf/cm}^2)^{-1}$, $C_3 = 0.756 \cdot 10^{-5} (\text{kgf/cm}^2)^{-1}$ are the parameters of creep, $E_0 = 30\,000$ MPa.

Then we use the measure and kernel of Zh.S. Erzhanov [17] to describe the behaviour of elastic creeping ground:

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E} \left[1 + \frac{\Delta}{\alpha} (t - \tau)^\alpha \right]$$

obtained from the difference kernel

$$L(t - \tau) = \Delta(t - \tau)^{\alpha-1},$$

where Δ , α are the creep parameters.

The influence of the weight of a building on the deformation stress state of the soil mass is considered with assumption of smallness of the deformation with respect to the size of the deformed region. The same assumption remains valid when the yield of a building is considered near walled pits, underground structures, natural slopes, etc. The hypothesis about the smallness of the deformation is not applicable only when deformations comparable to the size of the deformable region (i.e. the process of sliding slope, buckling, etc.) are considered [19].

Since the modern theory of creep contains a number of errors [20–23], we correct these errors by selecting coefficients; we perform the adapting of creep parameters for specific structures using experimental data [24].

The analytical model of building is shown in Figure 2, *a*. Due to the presence of symmetry plane, only half of the tank is considered in the calculation.

This design scheme is split into 6212 octanodal prismatic volume elements connected in 7714 nodes. Boundary conditions in the form of rod connections are shown in Figure 2, *b*.

Figure 3 shows the projections of the tank with building axes.

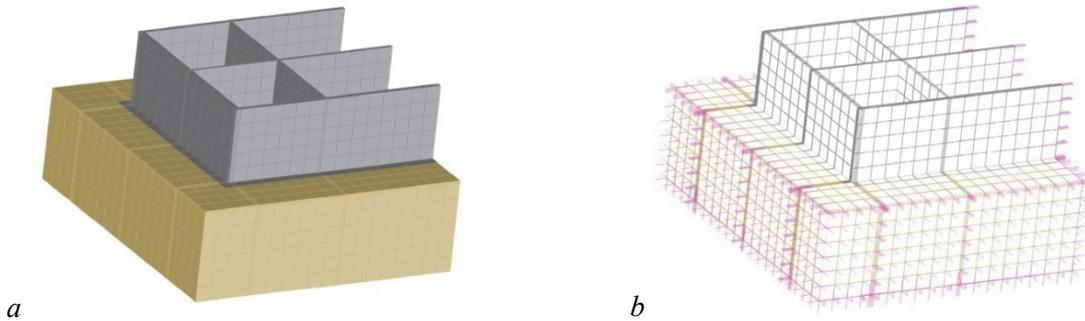


Figure 2. Design scheme of the tank



Figure 3. Frontal and upper projections of the tank

Building of the tank is carried out in two stages. The first stage is the concreting of the base plate. The duration of this phase is 30 days (5 time points) (Figure 4, *a*). The own weight of the base plate is taken into account at this stage. The second stage is the concreting of the walls of the tank. The own weight of

the base plate and the tank walls is taken into account at this stage. The duration of this stage is 90 days (5 time points) (Figure 4, *b*). In the third stage the tank is filled with water. The own weight of the base plate and the tank walls is taken into account at this stage. Duration of this stage is 480 days (10 time points) (Figure 4, *b*).

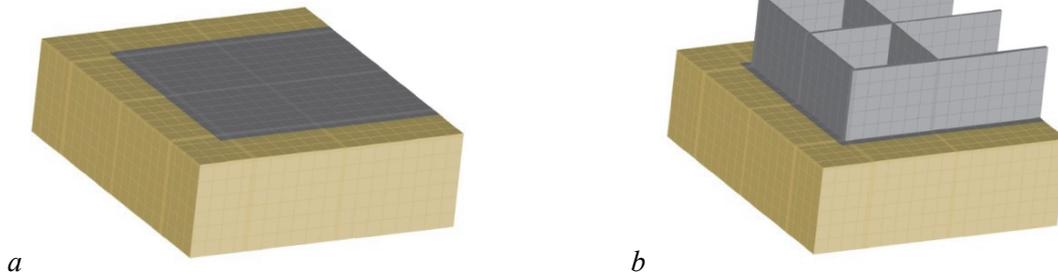


Figure 4. Stages of construction of building

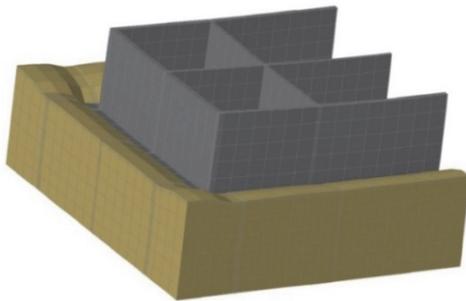


Figure 5. Deformed diagram computational region in 600 days

The timeline for calculations is taken uneven, with increasing intervals to the end of the scale. This makes it possible to estimate the evolution of the deformation stress state of the tank, both during periods of construction and initial operation.

Information about the components of nodal displacements in 7714 nodes for the 20 time points is obtained as a result of the calculations. The components of vectors of deformations and stresses for each time point, at all 6212 finite elements are calculated. Thus, the complete picture of evolution of the displacement vectors, deformations and stresses in space and time is obtained.

Let us consider some typical results of calculations of the change of the deformation stress state of the reservoir in time. Software module in AutoCAD was developed during the study. This module was used for graphical interpretation of the results obtained. The input data for this module are parameters of FEM of the construction model (nodes, elements, supports,

loads, stiffness) and the results of solution of the problem MFD for given construction (vectors of displacements, deformations and stresses in each of the time points of the interval).

The figure shows the deformed scheme of computational region (scale deformation increased 30-fold) for the last time point – in 600 days after the construction of buildings.

Figure 6, *a, b, c, d* shows the contours of vertical displacements for $t_4 = 20$, $t_9 = 70$, $t_{14} = 200$, $t_{20} = 600$ days, which illustrate the evolution of vertical displacements.

Isolines of the horizontal components of displacements for time points $t_9 = 70$, $t_{20} = 600$ days are shown in Figure 7 (*a, b*).

Figure 8 shows diagrams of yield of tank elements located along the axis 4, and Figure 9 shows diagrams of yield of tank elements along *C*-axis for four time points corresponding to the four stages of erection: t_4 , t_9 , t_{14} and t_{20} (respectively curves 1, 2, 3, 4).

Figure 9 shows the displacements (yield) of more typical node that is located at the intersection of the axes *C* and 5 depending on time for the entire range of the study.

Analysis of the solution reveals the significant incremental growth of displacement in time (Figure 10) and deformation (on the example of the vector components of ground deformations in the element number 2451 – Figure 11). Evolution of stress tensor components (on the example of the components of the stress vector in the ground element number 2451 – Figure 12) within each time step virtually are unchanged.

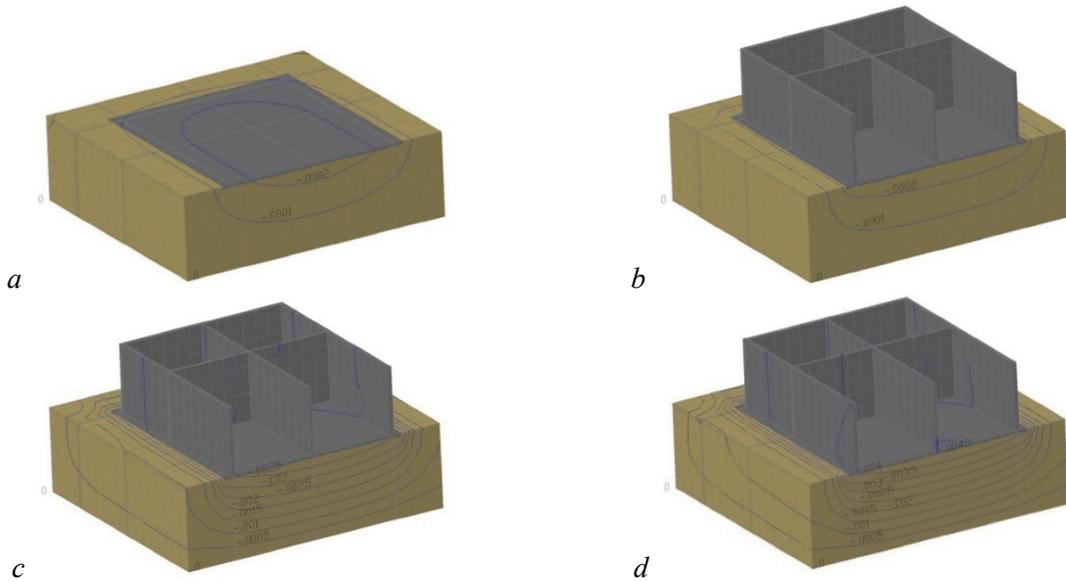


Figure 6. Contours of vertical displacements for times t_4 (a), t_9 (b), t_{14} (c), t_{20} (d)

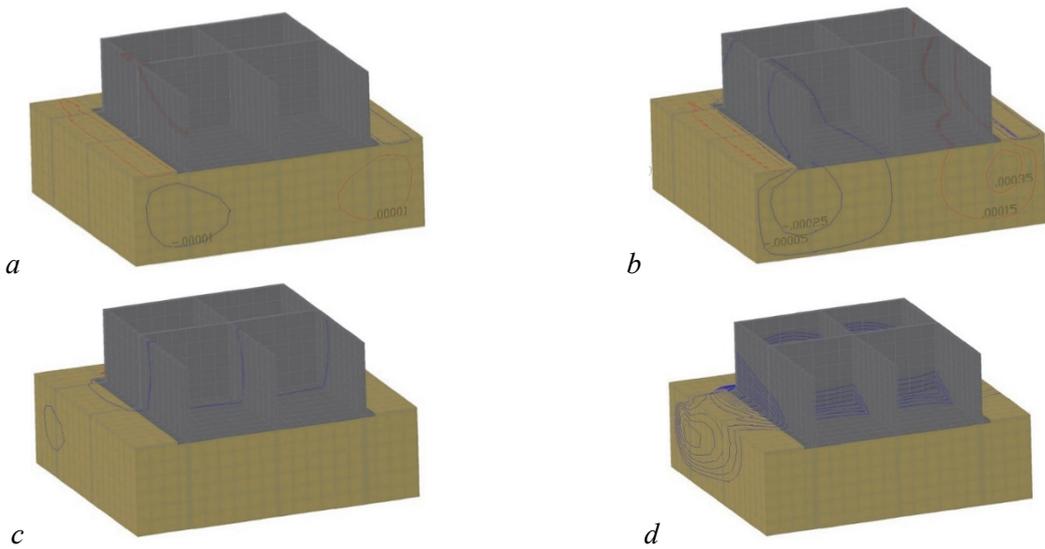


Figure 7. Contours of horizontal components of displacements for times t_9 (b), t_{20} (d)

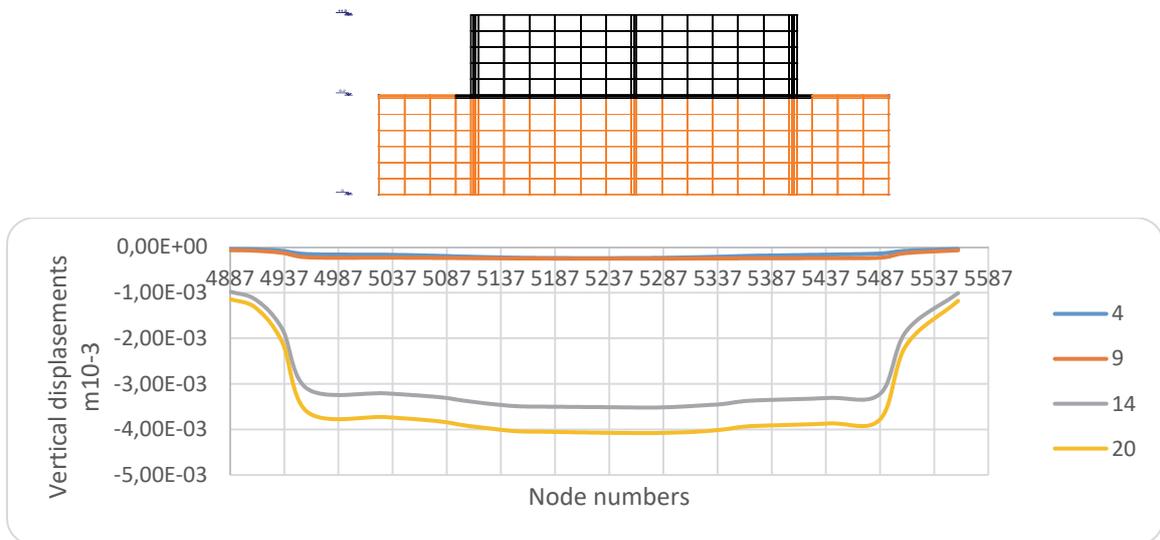


Figure 8. Diagrams of yield of nodes (m) along the axis 4. Curves correspond to the times: 1 – t_4 ; 2 – t_6 ; 3 – t_{14} ; 4 – t_{20}

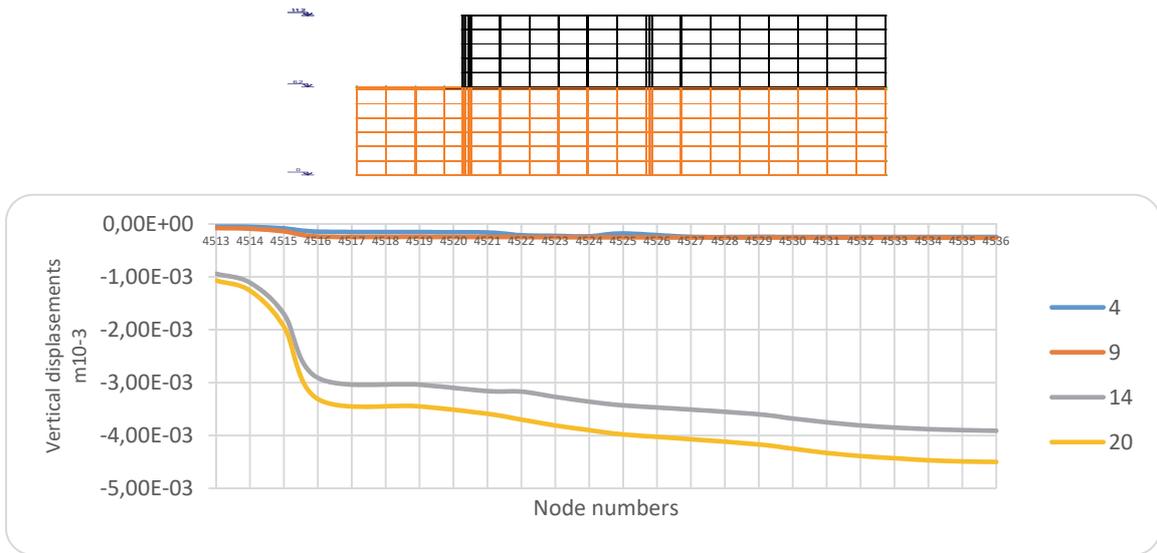


Figure 9. Diagrams of yield (m) of nodes along the axis C . Curves correspond to the times: 1 – t_4 ; 2 – t_6 ; 3 – t_{14} ; 4 – t_{20}

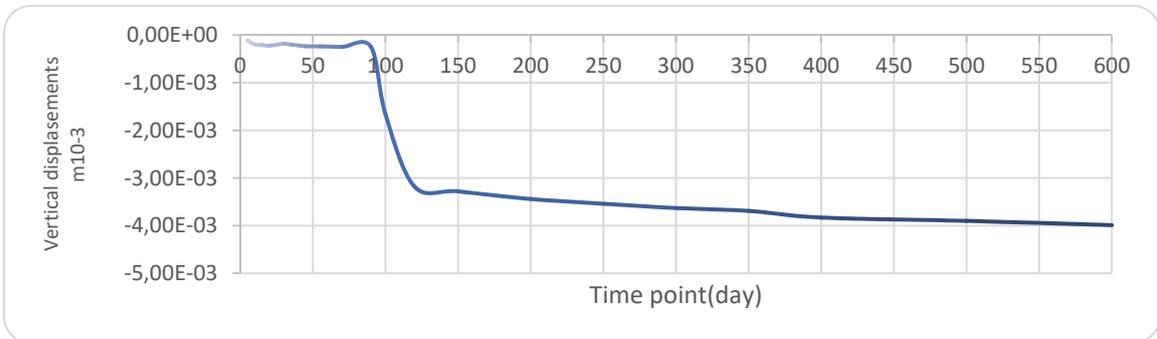


Figure 10. Diagrams of yield (m) of element at the intersection of the axes of C -5. Curves correspond to times: 1 – t_4 ; 2 – t_6 ; 3 – t_{14} ; 4 – t_{20}

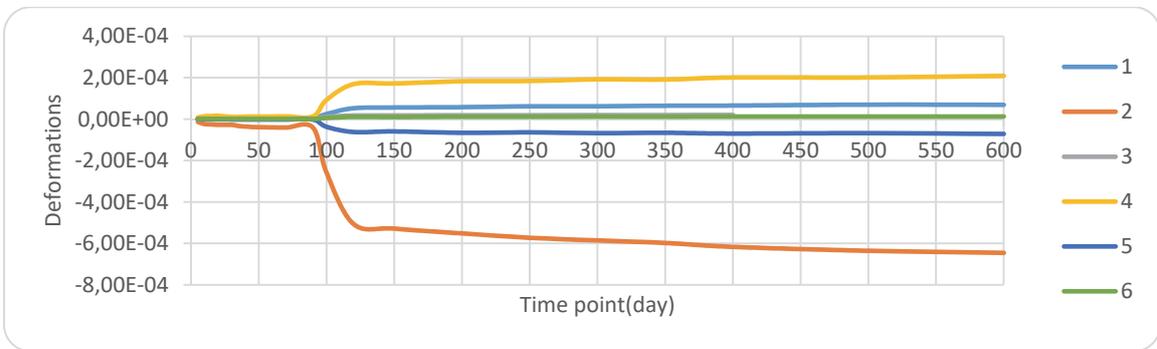


Figure 11. Dependence of the components of vector in the element of deformation of the soil mass number 2451 on time

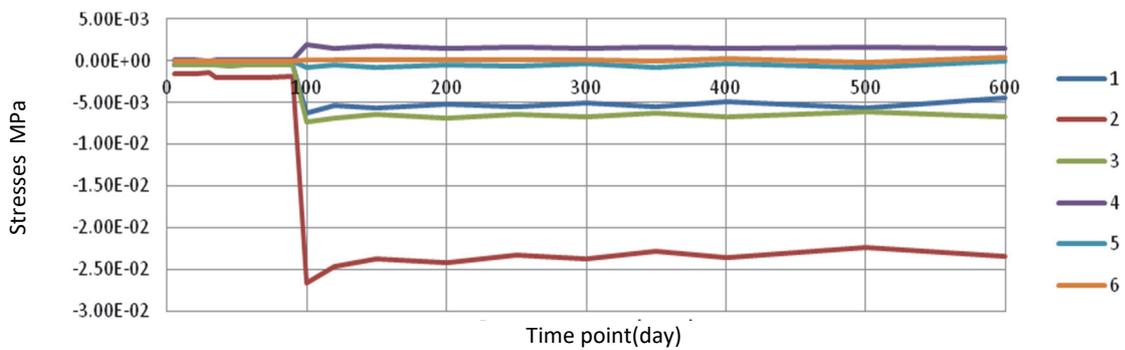


Figure 12. Dependence of the components of the stress vector in the element of the soil mass number 2451 on time

Conclusions

The developed method can be used in calculations and design of large-scale structures in the form of buildings, dams, and other objects taking into account their joint performance with the soil and bedrock, the temporal and spatial inhomogeneity due to creep materials. In addition, the developed software packages are convenient because of their user-friendly interface, advanced automation data input and processing of the results.

Methodology developed in practice and the results obtained allow to predict the change of DSS in time considering construction projects with high accuracy over a long period of operation, even with the possibility of reconstruction. Such consideration can lead to significant changes of DSS (by an order of magnitude and higher) for the entire period of operation.

References

- Chiorino M.A. (2014). Analysis of structural effects of time-dependent behavior of concrete: an internationally harmonized format. *Concrete and Reinforced concrete – Glance at Future. III All Russian (International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete, Moscow, 2014. Plenary papers* (vol. 7, pp. 338–350).
- Fib Model Code for Concrete Structures 2010*. (2013). Ernst & Sohn, 402.
- GOSSTROJ USSR; NIIZB. (1976). *Polzuchest' i usadka betona i zhelezobetonnykh konstrukcij. Sostoyanie problemy i perspektivy razvitiya [Creep and shrinkage of concrete and reinforced concrete strictures. State of the problem and development prospects]*. Moscow: Strojizdat Publ., 351. (In Russ.)
- Beglov A.D., Sanjarovsky R.S., Bondarenko V.M. (2005) Polzuchest' betona i modeli Evrostandartov [Creep of concrete and models of European standard]. *Beton i zhelezobeton [Concrete and reinforced concrete]*, (2), 29–30.
- Bazant Z.P., Cedolin L. (2010). *Stability of Structures: Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories*. World Scientific, 1009.
- Mahnken R.A. (1995). Newton-multigrid algorithm for elastoplastic-viscoplastic problems. *Comput. Mech.*, 15, 408–425.
- McTavich D.J., Hughes P.C. (1992). Finite element modeling of linear visco-elastic structures; the GHM method. *AHS Struct. Dyn. and Mater. Conf.* Dallas, TX, 1753–1763.
- Mackerle J. (1998). Finite elements and boundary elements applied in plane change solidification and melting problems. A bibliography (1996–1998). *Finite Elem. Anal. and Des.*, 32(3), 203–211.
- Zienkiewicz O.C. (1975). Visco-Plasticity, Plasticity, Creep and Visco-Plastic Flow (Problems of Small, Large and Continuing Deformation). *Lect. Notes Math.*, 461, 297–328.
- Ter-Emmanuilyan N.Ya. (1975). *Metod prostranstvenno-vremennoi discretizazhii dlya resheniya linejnih zadach teorii polzuchesti: sbornik statei po voprosam matematiki i mekhaniki [Method of spatially time discretization for the decision of linear problems of the theory of creep: collected papers on questions of mathematics and the mechanics]*, 7, 16–22. (In Russ.)
- Ter-Emmanuilyan N.Ya., Ter-Emmanuilyan T.N. (2006). *Metod polnoj discretizazhii dlya resheniya zadach uprugopolzuchesti [Method of full discretization for the decision problems of an elastic creep]*. Almaty, 416 (In Russ.)
- Aitalyev Sh., Ter-Emmanuilyan N., Ter-Emmanuilyan T., Shmanov T. (2007). *Joint calculation of a foundation and soil of the large-scale structure in view of creep* (pp. 159–168). Taylor & Francis Group, London.
- Aitalyev Sh., Ter-Emmanuilyan T. (2003). Method of full discretization in joint calculations of buildings and the bases in view of creep, spatial and time heterogeneity. *Questions of applied physics and mathematics*, 241–246.
- Arutyunyan N.H. (1952). *Necotorye voprosy teorii polzuchesti*. Moscow, Leningrad: Gostehteorizdat Publ., 323. (In Russ.)
- Ilyichev V. (2004). Experience of underground construction in Moscow. *Works of the international geotechnical conference, Almaty*, 41–42.
- Alexandrovskiy S.V. (1973). *Raschet betonnyh i zhelezobetonnykh konstrukcij na izmenenie temperatury i vlazhnosti s uchetom polzuchesti [Calculation of concrete and reinforced concrete structures for changes in temperature and humidity, taking into account the creep]*. Moscow: Strojizdat Publ., 432. (In Russ.)
- Erzhanov Zh.S., Karimbayev T.D. (1975). *Metod konechnykh elementov v zadachah mehaniki gornyx porod [The finite element method in the problems of rock mechanics]*. Almaty: Nauka Publ., 238. (In Russ.)
- Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G., Lisyuk M. B. (2003). Soil-structure interaction: methodology of analysis and application in design. Saint Petersburg, Moscow, 40.
- Sanjarovsky R., Manchenko M. (2016). Errors in the theory of creep of reinforced concrete and modern norms. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, (3), 25–32.
- Sanjarovskiy R., Ter-Emmanuilyan T., Manchenko M. (2015). Creep of Concrete and Its Instant Nonlinear Deformation in the Calculation of Structures. *CONCREEP 10*, 238–247.
- Sanzharovskij R.S., Manchenko M.M. (2017). Errors of international standards on reinforced concrete and rules of the Eurocode. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, (6), 25–36.
- Sanzharovsky R.S., Ter-Emmanuilyan T.N., Manchenko M.M. (2018). Superposition principle as the fundamental error of the creep theory and standards of the reinforced concrete. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 14(2), 92–104. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-2-92-104>
- Sanzharovsky R.S., Ter-Emmanuilyan T.N., Manchenko M.M. (2019). Three types of errors in the international norms for the design of concrete and reinforced concrete. Taylor & Francis Group, London.
- Ovchinnikov I.G., Pshenichnikov M.S. (1999). *Polzuchesty betona i zhelezobetona: eksperimentalnyye dannye, vliyanie ekspluatazionnykh faktorov [Creep of concrete and reinforced concrete: experimental data, the influence of operational factors]*. Saratov, 40. (In Russ.)

Метод полной дискретизации в совместном расчете во времени системы «конструкция – фундамент – грунт»

Т.Н. Тер-Эммануильян¹, И.О. Полумордвинов²

¹Российский университет транспорта, Российская Федерация, 127994, Москва, ул. Образцова, д. 9, стр. 9

²Казахстанско-Британский технический университет, Республика Казахстан, А05Н1Т2, Алма-Ата, ул. Толе-би, 59

Ключевые слова:

метод полной дискретизации;
ползучесть;
перемещения;
деформации;
напряжения;
бетонная конструкция;
резервуар;
история строительства

Аннотация

Цели исследования. Перспективный переход СНГ на европейские стандарты проектирования в строительной отрасли требует разработки новых и модификации известных инженерных методов расчета и проектирования строительства. Создание и развитие таких методов должно основываться на фундаментальных исследованиях, которые могут стать основой для работ принципиально новых, инновационных технологий.

Методы. В статье рассматриваются основы метода полной дискретизации и его практическое применение. Этот метод является специальной модификацией метода конечных элементов для решения задач ползучести. Практическое применение метода иллюстрируется моделированием и прикладными задачами.

Результаты. В работе представлен совместный расчет системы «конструкция – фундамент – грунт» на примере резервуара модульной станции биологической очистки сточных вод, проектируемой для полей фильтрации в поселке Тасбогет Акмолинской области Республики Казахстан. Во всей расчетной области получена полная картина эволюции векторов перемещений, деформаций и напряжений во времени с учетом технологии возведения, проведено сравнение результатов расчета с учетом и без учета технологии возведения конструкций.

История статьи:

Поступила в редакцию: 20 марта 2019 г.

Доработана: 22 апреля 2019 г.

Принята к публикации: 11 мая 2019 г.

Для цитирования

Ter-Emmanuilyan T.N., Polumordvinov I.O. Method of full discretization in joint calculation in time of the system “construction – foundation – soil” (Метод полной дискретизации в совместном расчете во времени системы «конструкция – фундамент – грунт») // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 3. С. 171–181. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-171-181>

Список литературы

1. Chiorino M.A. Analysis of structural effects of time-dependent behavior of concrete: an internationally harmonized format // Concrete and Reinforced concrete – Glance at Future: plenary papers of III All Russian (International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete, Moscow, 2014. Vol. 7. Pp. 338–350.
2. FIB. Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst & Sohn, 2013. 402 p.
3. Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций: состояние проблемы и перспективы развития / ГОССТРОЙ СССР; НИИЖБ. М.: Стройиздат, 1976. 351 с.
4. Беглов А.Д., Санжаровский Р.С., Бондаренко В.М. Ползучесть бетона и модели Евростандартов // Бетон и железобетон. 2005. № 2. С. 29–30.
5. Bazant Z.P., Cedolin L. Stability of Structures: Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories // World Scientific. 2010. 1009.
6. Mahnken R.A. Newton-multigrid algorithm for elastoplastic-viscoplastic problems // Comput. Mech. 1995. Vol. 15. Pp. 408–425.

7. McTavich D.J., Hughes P.C. Finite element modeling of linear visco-elastic structures: the GHM method // AHS Struct. Dyn. and Mater. Conf., Dallas, TX, 1992. Pp. 1753–1763.

8. Mackerle J. Finite elements and boundary elements applied in plane change solidification and melting problems. A bibliography (1996–1998) // Finite Elem. Anal. and Des. 1998. Vol. 32. No. 3. Pp. 203–211.

9. Zienkiewicz O.C. Visco-plasticity, Plasticity, Creep and Visco-Plastic Flow (Problems of Small, Large and Continuing Deformation) // Lect. Notes Math. 1975. Vol. 461. Pp. 297–328.

10. Тер-Эммануильян Н.Я. Метод пространственно-временной дискретизации для решения линейных задач теории ползучести: сб. по вопросам математики и механики. Алма-Ата: КазГУ, 1975. № 7. С. 55–61.

11. Тер-Эммануильян Н.Я., Тер-Эммануильян Т.Н. Метод полной дискретизации для решения задач упругоползучести. Алма-Ата: Строительство и архитектура, 2006. 416 с.

12. Aitalyev Sh., Ter-Emmanuilyan N., Ter-Emmanuilyan T., Shmanov T. Joint calculation of a foundation and soil of the large-scale structure in view of creep. London: Taylor & Francis Group, 2007. Pp. 159–168.

13. Aitalyev Sh., Ter-Emmanuilyan T. Method of full discretization in joint calculations of buildings and the

¹ Тер-Эммануильян Татьяна Николаевна, доктор технических наук, доцент, профессор, кафедра «Теоретическая механика», Author ID: 25638119000, tanu_ter@mail.ru

² Полумордвинов Игорь Олегович, доктор технических наук, доцент, ассистент-профессор, факультет «Энергетика и нефтегазовая индустрия».

bases in view of creep, spatial and time heterogeneity // Questions of applied physics and mathematics, Almaty, 2003. Pp. 241–246.

14. *Арутюнян Н.Х.* Некоторые вопросы теории ползучести. М. – Ленинград: Гостехтеориздат, 1952. 323 с.

15. *Plyichev V.* Experience of underground construction in Moscow // Works of the international geotechnical conference, Almaty, 2004. Pp. 41–42.

16. *Александровский С.В.* Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменение температуры и влажности с учетом ползучести. М.: Стройиздат, 1973. 432 с.

17. *Ержанов Ж.С., Каримбаев Т.Д.* Метод конечных элементов в задачах механики горных пород. Алма-Ата: Наука, 1975. 238 с.

18. *Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G., Lisyuk M.B.* Soil-structure interaction: methodology of analysis and application in design. Saint Petersburg, Moscow, 2003. 40 p.

19. *Sanjarovsky R.S., Manchenko M.M.* Errors in the theory of creep of reinforced concrete and modern // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2016. № 3. С. 25–32.

20. *Sanjarovskiy R., Ter-Emmanuilyan T., Manchenko M.* Creep of Concrete and Its Instant Nonlinear Deformation in the Calculation of Structures // CONCREEP 10. 2015. Pp. 238–247.

21. *Sanzharovskij R.S., Manchenko M.M.* Errors of international standards on reinforced concrete and rules of the Eurocode // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 6. С. 25–36.

22. *Sanzharovsky R.S., Ter-Emmanuilyan T.N., Manchenko M.M.* Superposition principle as the fundamental error of the creep theory and standards of the reinforced concrete // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. Т. 14. № 2. С. 92–104. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-2-92-104>

23. *Sanzharovsky R.S., Ter-Emmanuilyan T.N., Manchenko M.M.* Three types of errors in the international norms for the design of concrete and reinforced concrete. London: Taylor & Francis Group, 2019

24. *Овчинников И.Г., Пиеничников М.С.* Ползучесть бетона и железобетона: экспериментальные данные, влияние эксплуатационных факторов. Саратов, 1999. 40 с.

УДК 624.971.4

DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-3-182-192

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Рационализация конструктивной формы башен с предварительно напряженными затяжками

И.Р. Ситников¹, А.В. Голиков²

Волгоградский государственный технический университет, Российская Федерация, 400131, Волгоград, просп. Ленина, 28

Ключевые слова:

проектирование;
металлические конструкции;
стальная башня;
новое конструктивное решение;
параллельные затяжки;
расчетная схема;
конструирование;
сравнительный расчет

История статьи:

Поступила в редакцию: 11 февраля 2019 г.
Доработана: 12 апреля 2019 г.
Принята к публикации: 16 мая 2019 г.

Для цитирования

Ситников И.Р., Голиков А.В. Рационализация конструктивной формы башен с предварительно напряженными затяжками // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 3. С. 182–192. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-182-192>

Аннотация

Актуальность. Одним из основных направлений развития систем мобильной связи, радиотехнических и телекоммуникационных систем является совершенствование конструктивной формы несущих опор, что позволит решить ряд практических задач: увеличить зону покрытия, обеспечить более высокие показатели скорости передачи данных и стабильность работы в условиях растущего количества пользователей. Указанные обстоятельства обосновывают актуальность исследований в данном направлении.

Цели. Задача исследования заключалась в оптимизации конструктивного решения башен с параллельными затяжками, обеспечивающего возможность возведения и безопасной эксплуатации на протяжении заданного срока службы путем выполнения требований по прочности, устойчивости и деформациям к таким сооружениям при минимальной материалоемкости.

Методы. Для расчетов применялся метод конечных элементов для математического моделирования с использованием программно-вычислительных комплексов, а при создании линейки моделей для численных экспериментов – метод математического планирования экспериментов.

Результаты. В статье рассмотрена работа башен предложенного конструктивного решения в качестве опор для размещения оборудования операторов сотовой связи на примере башни высотой 42 м. Для установления основных характеристик напряженно-деформированного состояния конструкций опор созданы и рассчитаны модели в программных комплексах, в основу работы которых заложен метод конечных элементов. Выполнен сравнительный анализ усилий в оттяжках, определенных аналитическим расчетом и методом конечных элементов, а также анализ изменения напряженно-деформированного состояния башен от воздействия влияющих факторов, таких как ветровая и гололедно-ветровая нагрузки, угол наклона оттяжек на нижнем ярусе башни. По критерию минимальной металлоемкости и технологичности возведения башен определены рациональные габаритные размеры башни. Предложены варианты конструирования основных узлов сопряжений элементов башни.

Введение

В городской черте для размещения телекоммуникационного оборудования предложено применение башен с центральным стволom, предварительно напряженным параллельными затяжками.

Цель работы – оптимизация конструктивного решения башен с параллельными затяжками, обеспечивающего возможность возведения и безопасной эксплуатации на протяжении заданного срока службы, что достигается выполнением требований по прочности, устойчивости и деформациям к таким сооружениям при минимальной материалоемкости.

Задачи, решаемые в работе:

– сравнение результатов аналитического расчета и результатов численных экспериментов с использованием программ, в основу работы которых положен метод конечных элементов (МКЭ);

¹ Ситников Иван Романович, магистрант, кафедра «Строительные конструкции, основания и надежность сооружений», eLIBRARY SPIN-код: 5244-5000, AuthorID: 986522.

² Голиков Александр Владимирович, кандидат технических наук, доцент, кафедра «Строительные конструкции, основания и надежность сооружений», eLIBRARY SPIN-код: 1369-7819, AuthorID: 847929, alexandr_golikov@mail.ru

© Ситников И.Р., Голиков А.В., 2019



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

- расчет на гололедно-ветровую нагрузку, сравнение влияния воздействия на башни с параллельными затяжками ветровой и гололедно-ветровой нагрузок;

- проработка конструктивного решения, позволяющего обеспечить технологичность возведения башен с параллельными затяжками;

- анализ напряженно-деформированного состояния (НДС) башен с параллельными затяжками с различными углами наклона оттяжек на нижнем ярусе.

Объектом исследования является несущий каркас башен высотой до 42 м с центральным стволом, предварительно напряженным параллельными затяжками.

Критерии оптимизации:

- положительное значение натяжения в заветренных тросах;

- максимальное приближение запасов несущей способности и запасов жесткости сооружения при подборе габаритных геометрических размеров и сечения элементов башни;

- угол наклона вантовых элементов к вертикали;

- трудоемкость изготовления.

Ограничивающий фактор при подборе габаритных геометрических размеров и сечения элементов башни – диаметр оттяжек.

1. Исследования по расчету и проектированию башенных и предварительно напряженных конструкций

Расчету и проектированию башенных и вантовых конструкций посвящено большое количество работ как российских, так и зарубежных ученых.

Анализ существующего опыта проектирования и расчета башенных конструкций и вантовых систем подробно приведен в статьях А.В. Голикова и И.Р. Ситникова [1], а также А.В. Голикова, В.В. Губанова и И.М. Гаранжи [2].

С момента выхода первых трудов по результатам предварительных исследований данного конструктивного решения учеными, работающими в направлении изучения работы башенных опор и совершенствовании их конструктивной форм, проведен ряд исследований. Детальный обзор вантовых и предварительно напряженных конструкций выполнен С.Н. Кривошапко в [3]. В работе В. Conde, А. Villarino, М. Cabaleiro и D. Gonzalez-Aguilera [4] рассмотрена комбинация систем лазерного сканирования и методологии конечных элементов, которая воспроизводит геометрическую реальность конструкций башен, обнаруживая дефекты и особенности их сборки, благодаря чему можно анализи-

ровать и количественно оценивать влияние этих недостатков на их структурное поведение с учетом полученной фактической геометрии, различных структурных моделей и предложенных гипотез нагрузки. В трудах Wei Lin, Gangbing Song и Shanghong Chen [5] и Li Tian, Kunjie Rong, Peng Zhang, Yuping Liu [6] проанализировано применение средств контроля вибрации башен с настраиваемым демпфером массы при ветровом и сейсмическом воздействиях.

На данный момент также проводятся исследования прогрессирующего разрушения башен при ветровых и сейсмических нагрузках. Так, в работе Shan Gao и Sheliang Wang [7] предложена оценка хрупкой кривой прогрессирующего обрушения, основанная на вероятности обрушения башен при ветровых нагрузках, для оценки антиколлапсовых характеристик. В работе Xiaohong Long, Wei Wang и Jian Fan [8] выполнен анализ разрушения башни, подвергшейся землетрясению.

В области предварительно напряженных конструкций изучается возможность применения предварительно напряженных стержней из полимерных материалов [9–11], анализируется влияние на натяжение тросов внешних воздействий, таких как температура конструкции, трение опор оттяжек, временные опоры конструкции [12]. Также проводятся исследования по оценке распределения потерь предварительного напряжения во время предварительного и последующего натяжений [13]. В статье R. Pichal и J. Machacek [14] рассмотрена работа предварительно сжатых колонн под нагрузкой, определены критические нагрузки для потери устойчивости в пространстве и плоскости.

2. Краткая характеристика объекта исследования

Башня с параллельными затяжками представляет собой свободностоящую вантовую систему, заземленную в основании посредством своего фундамента (1) и выполненную в виде пространственного предварительно напряженного стержня переменной по высоте жесткости, состоящего из центрального ствола и ванта, равноудаленных на заданном диаметре. Башня включает центральный ствол переменной жесткости (3), промежуточные ригели – горизонтальные элементы (4), разделяющие башню на ярусы, и оттяжки (5). Для обеспечения постоянного уровня усилий преднапряжения в оттяжках предусмотрены натяжные устройства – талрепы (6). Подбор диаметра оттяжек осуществляется по диаметру талрепа и его несущей способности.

Башня устанавливается на опорную раму (2), которая анкерными болтами крепится к фундаменту.

Общий вид башни с параллельными затяжками представлен на рис. 1.

Расчет конструкций башни и анализ НДС выполнен для единых исходных данных – формы, габаритных размеров, района строительства, условий эксплуатации (табл. 1).

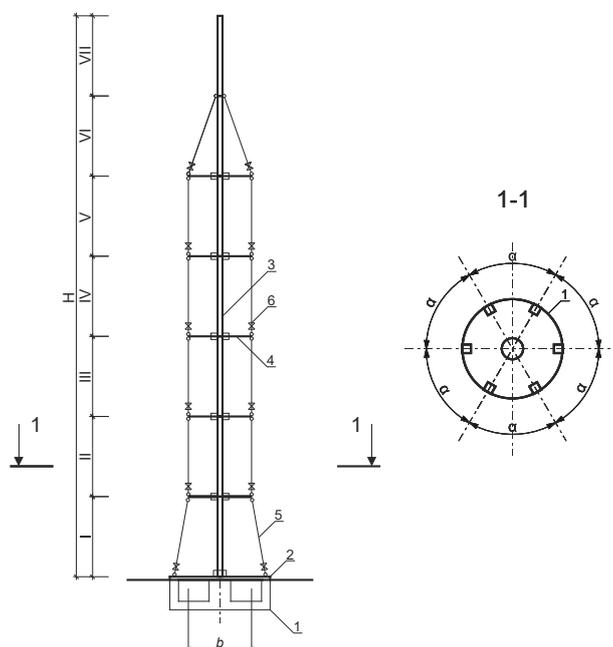


Рис. 1. Общий вид башни с параллельными затяжками
[Figure 1. General view of the tower with parallel puffs]

Таблица 1

Основные общие геометрические характеристики башен и расчетные положения
[Table 1. Basic general geometric characteristics of towers and design positions]

Наименование [Name]	Обозначение [Designation]	Значение [Value]	Единица измерения [Measuring unit]
Ветровой район [Wind region]	3		
Тип местности [Terrain type]	A		
Гололедный район [Ice region]	III		
Высота сооружения [Building height]	H	30	метр (м)
Расчетная ширина сооружения [Estimated construction width]	b	2,4	метр (м)
Высота типовой секции башни [Height of the typical section of the tower]	h	6	метр (м)
Угол между оттяжками в плане [Angle between the cables in the plan]	α	30	градус (°)
Форма сооружения [Form of construction]	призматическая		
Сечения элементов башни [Section of the tower elements]	из труб		
Предельное отклонение верха башни [Maximum deviation of the top of the tower]	$\Delta_{\text{гор}}$	300	миллиметр (мм)
Радиус площадки [Radius of the site]	r	1,2	метр (м)
Количество тяжей [Number of cables]	$n_{\text{т}}$	12	штука (шт.)

3. Аналитическое описание модели башни с параллельными затяжками

Основное сочетание нагрузок на башню состоит из:

- собственного веса башни и веса технологического оборудования;
- ветровой нагрузки;
- нагрузки от предварительного напряжения в вантовых элементах;
- технологической нагрузки: оборудование общей массой 100 кг, площадью 2,9 м², находящееся на отметке 42,0 м; вдоль ствола башни 3 ветки фидеров Ø22 мм каждая.

При воздействии основного сочетания нагрузок в башне возникает общий изгибающий момент, а в центральном стволе – сжимающее усилие (рис. 2).

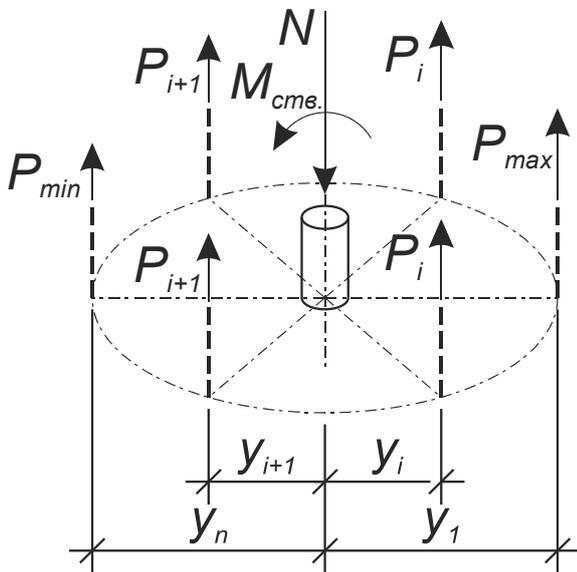


Рис. 2. Схема к определению геометрических характеристик сечения и усилий в оттяжках и стволе башни аналитическим методом
[Figure 2. Scheme for the determination of cross section geometric characteristics and efforts in trunk cables and tower by analytical method]

Расчетное сжимающее усилие в стволе зависит от величины предварительного натяжения оттяжек и может быть определено по формуле

$$N_{\text{ств.}} = \sum N_{\text{с.в. } i} + nP_{\text{нат.}}, \quad (1)$$

где $N_{\text{с.в.}}$ – собственный вес секций башни; n – общее количество оттяжек; $P_{\text{нат.}}$ – усилия предварительного натяжения оттяжек.

Общий изгибающий момент, возникающий в сечении башни, определяется по формуле

$$M_{\text{общ.}} = \sum W_i h_i, \quad (2)$$

где W_i – ветровая нагрузка на границе яруса башни; h_i – отметки границ ярусов башни.

Общий изгибающий момент распределяется между центральным стволом башни и оттяжками пропорционально их жесткости. Тогда расчетный изгибающий момент в центральном стволе и расчетный изгибающий момент, приходящийся на оттяжки, можно определить по формулам

$$M = \frac{I_{\text{ств.}}}{I} M_{\text{общ.}}, \quad (3)$$

$$M_{\text{тяж.}} = \frac{I_{\text{тяж.общ.}}}{I} M_{\text{общ.}}, \quad (4)$$

где M – момент в центральном стволе; $M_{\text{тяж.}}$ – момент, приходящийся на оттяжки; I – момент инерции всего сечения башни; $I_{\text{ств.}}$ – момент инерции центрального ствола; $I_{\text{тяж.общ.}}$ – момент инерции всех тяжей относительно центральной оси сечения башни.

Момент инерции всех тяжей относительно центральной оси сечения башни можно определить по формуле

$$I_{\text{тяж.общ.}} = nI_{\text{тяж.}} + A_{\text{тяж.}} \sum y_i^2, \quad (5)$$

где $I_{\text{тяж.}}$ – момент инерции сечения одного тяжа; $A_{\text{тяж.}}$ – площадь поперечного сечения тяжа; y_i – расстояние от оси поворота (оси центрального ствола) до оттяжки.

Момент инерции всего сечения башни:

$$I = I_{\text{ств.}} + I_{\text{тяж.общ.}}. \quad (6)$$

Усилия в оттяжках (рис. 7) определяются по формуле

$$P_i = \pm \frac{M_{\text{тяж.}} y_i}{\sum y_i^2} + P_{\text{нат.}}, \quad (7)$$

где P_i – действующее усилие в i -ой оттяжке; $M_{\text{тяж.}}$ – изгибающий момент, распределяемый между оттяжками.

Усилие в наиболее нагруженной оттяжке:

$$P_{\text{max}} = + \frac{M_{\text{тяж.}} y_1}{\sum y_i^2} + P_{\text{нат.}}. \quad (8)$$

Усилие в наименее нагруженной оттяжке:

$$P_{\text{min}} = - \frac{M_{\text{тяж.}} y_n}{\sum y_i^2} + P_{\text{нат.}}. \quad (9)$$

Предварительное натяжение в вантовых элементах выбирается с тем условием, что при работе сооружения под нагрузкой они должны быть растянуты. Таким образом, для нормальной работы конструкции необходимо выполнение условия

$$P_{\min} > 0. \quad (10)$$

Результаты расчетов по определению усилий в оттяжках для I и II ярусов приведены в табл. 2.

Для изучения характера работы башен с предварительно напряженным стилом созданы как ана-

литические, так и численные модели. Для расчетов численных моделей применен метод конечных элементов с использованием программно-вычислительного комплекса «ЛИРА-САПР». Расчет башен выполнен в нелинейной постановке, реализуя работу вантовых элементов только на растяжение, а также с учетом динамических эффектов, вызванных пульсациями ветра и зональным действием ветровой нагрузки. Для подтверждения достоверности данных проанализированы результаты, полученные двумя методами (табл. 2).

Таблица 2

Сравнение результатов аналитического расчета и результатов МКЭ
[Table 2. Comparison of the results of the analytical calculation and the results of the FEM]

№ оттяжки [Cable number]	y, м [y, m]	I ярус [I tier]			II ярус [II tier]		
		Аналитическое усилие в оттяжке, кН [Analytical effort in the cable, kN]	Расчетное усилие в оттяжках по МКЭ, кН [Calculated effort in cables on FEM, kN]	Расхождение результатов, Δ ₁ [Discrepancy results, Δ ₁]	Аналитическое усилие в оттяжке, кН [Analytical effort in the cable, kN]	Расчетное усилие в оттяжках по МКЭ, кН [Calculated effort in cables on FEM, kN]	Расхождение результатов, Δ ₂ [Discrepancy results, Δ ₂]
1	-1,2	65,27	91,7	28,8 %	48,86	70,1	30,3 %
2	-1,039	75,97	98,9	23,2 %	56,93	75,4	24,5 %
3	-0,6	105,14	119	11,7 %	78,93	89,9	12,2 %
4	0	145,00	146	0,3 %	109,00	110	0,9 %
5	0,6	184,86	172	-7,5 %	139,07	130	-7,0 %
6	1,039	214,03	192	-11,5 %	161,07	144	-11,9 %
7	1,2	224,73	199	-12,9 %	169,14	149	-13,5 %
Σy _i ²	8,638						

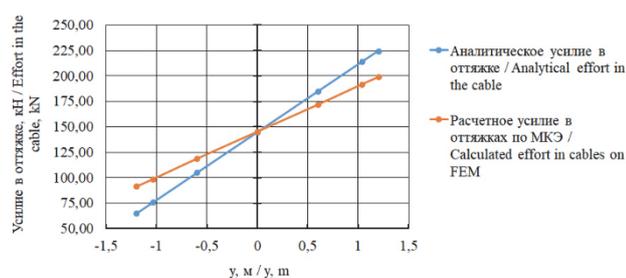


Рис 3. Распределение усилий в оттяжках I яруса
[Figure 3. Distribution of effort in the cables of the I tier]

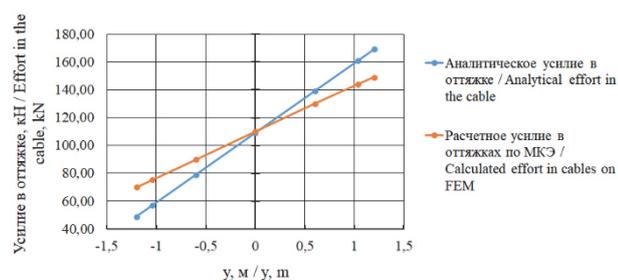


Рис 4. Распределение усилий в оттяжках II яруса
[Figure 4. Distribution of effort in the cables of the II tier]

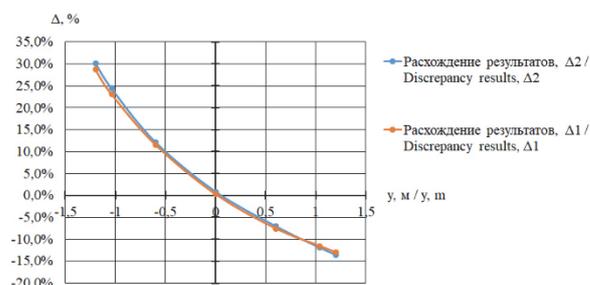


Рис 5. Изменение расхождения результатов расчетов усилий в оттяжках для I и II ярусов
[Figure 5. Change in the difference between the results of calculations of efforts in the cables for tiers I and II]

Распределение усилий в оттяжках I яруса представлено на рис. 3, распределение усилий в оттяжках II яруса представлено на рис. 4.

Разница усилий (рис. 3 и 4) подчиняется линейному закону, общий вид которого схож с изменением ординаты положения центра тяжести сечения оттяжки.

На рис. 5 представлено изменение расхождения результатов расчетов усилий в оттяжках для I и II ярусов.

Из графика рис. 5 следует, что для вант сжатой зоны расхождение результатов расчетов на обоих ярусах достигает 30 %, для вант растянутой зоны – 14 %. Для других ярусов башни расхождения будут аналогичными. Этот результат свидетельствует о возможности введения поправочных коэффициентов для аналитического нелинейного моделирования и перехода к проверке на физической модели. В качестве поправочного коэффициента можно учесть степень загруженности *i*-ой затяжки (по отношению к наиболее нагруженному тяжу).

4. Исследование влияния гололедно-ветровой нагрузки на работу башни

Оледенению подвержены все элементы конструкции башни (как ствол, так и тяжи). Толщина стенки гололеда оказывает существенное влияние на вантовые элементы, поскольку суммарная толщина стенки гололеда ($D = d_{\text{вант}} + 2 t_{\text{гололед}}$) может быть как сопоставима с диаметром тяжа, так и значительно превышать диаметр.

Расчет строительных решетчатых конструкций выполняется на совместное действие нагрузок: собственный вес + вес гололеда + ветер на оледеневшие конструкции.

Лед образуется на элементах сооружения неравномерно. При расчете принята условная средняя толщина корки льда для III гололедного района, равная 10 мм.

Ветровая нагрузка при гололеде возникает в результате ветрового давления на обледенелые элементы. Распределение средней ветровой нагрузки и ветровой нагрузки при гололеде по высоте отражено на рис. 6.

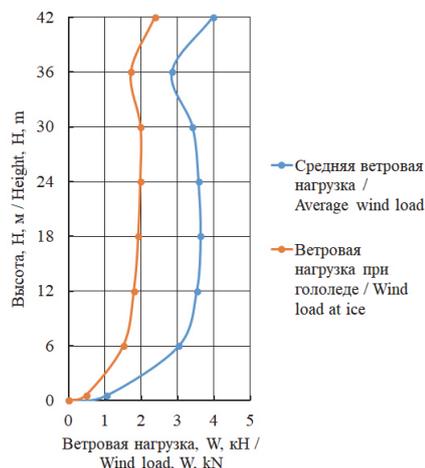


Рис. 6. Распределение средней ветровой нагрузки и ветровой нагрузки при гололеде по высоте [Figure 6. Distribution of average wind load and wind load at ice]

Таблица 3

Сравнение влияние воздействия на башни с параллельными затяжками ветровой и гололедно-ветровой нагрузок [Table 3. Comparison of the wind and ice-wind loads impact on the towers with parallel cables]

№ яруса [Tier number]	Элемент [Element]	Сечение [Section]	Основная ветровая нагрузка [Main wind load]		Гололедно-ветровая нагрузка [Ice-wind load]	
			Напряжения, кН/см² [Stress, kN/cm²]	Деформации, см [Deformations, cm]	Напряжения, кН/см² [Stress, kN/cm²]	Деформации, см [Deformations, cm]
7	Ствол [Stem]	Ø180×10	21,1	40,3	12,7	24
6	Ствол [Stem]	Ø194×10	12,5		9,4	
	Тяжи [Cables]	Ø18	18,8		14,7	
5	Ствол [Stem]	Ø219×12	18,4		13,1	
	Тяжи [Cables]	Ø20	18,8		14,9	
4	Ствол [Stem]	Ø245×12	20,7		15,4	
	Тяжи [Cables]	Ø25	20,2		16,1	
3	Ствол [Stem]	Ø273×14	20,9		15,9	
	Тяжи [Cables]	Ø30	21,1		16,9	
2	Ствол [Stem]	Ø299×16	21,6		18,9	
	Тяжи [Cables]	Ø36	20,6		16,6	
1	Ствол [Stem]	Ø325×18	23,3		17,9	
	Тяжи [Cables]	Ø40	22,2		17,7	

Напряжения в элементах башни и отклонение верха башни от воздействия ветровой и гололедно-ветровой нагрузок представлены в табл. 3.

В наиболее нагруженном элементе центрального ствола напряжения от воздействия основной ветровой нагрузки больше напряжений от гололедно-ветровой нагрузки.

но-ветровой нагрузки на 23 %. В наиболее нагруженной оттяжке напряжения от воздействия основной ветровой нагрузки больше напряжений от гололедно-ветровой нагрузки на 20 %.

Отклонение верха башни от воздействия основной ветровой нагрузки больше отклонения верха башни от гололедно-ветровой нагрузки на 40 %.

Полученные результаты свидетельствуют о том, что для рассматриваемого конструктивного решения главным расчетным воздействием является основная ветровая нагрузка.

График значений превышения напряжений по сочетанию «вес + ветер» по отношению к сочетанию «вес + вес гололеда + ветер при гололеде» для элементов центрального ствола и оттяжек приведен на рис. 7.

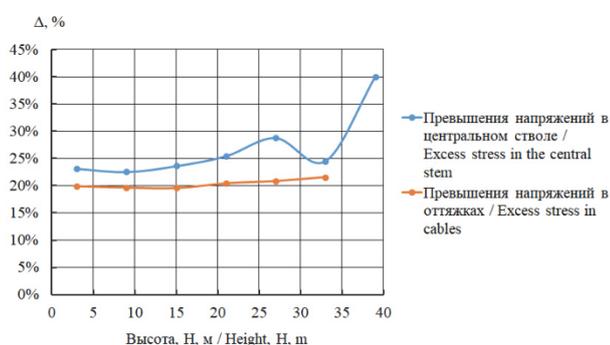


Рис. 7. Превышения напряжений по сочетанию «вес + ветер» по отношению к сочетанию «вес + вес гололеда + ветер при гололеде» [Figure 7. Excess stress in the combination of “weight + wind” in relation to the combination of “weight + weight of ice + wind at ice”]

Максимальное превышение напряжений по сочетанию «вес + ветер» по отношению к сочетанию «вес + вес гололеда + ветер при гололеде» в центральном стволе составляет 40 %, минимальное – 23 %. Среднее значение превышения напряжений в центральном стволе – 27 %. Большой разброс значений превышений объясняется особенностями при-

нятой конструктивной схемы, отсутствием оттяжек на верхнем ярусе.

Приблизительная аппроксимирующая зависимость для изменения превышения напряжений по сочетанию «вес + ветер» по отношению к сочетанию «вес + вес гололеда + ветер при гололеде» в центральном стволе по высоте башни имеет вид

$$\Delta = 1,865 \cdot 10^{-4} \cdot H^2 - 4,28 \cdot 10^{-3} \cdot H + 2,496 \cdot 10^{-1}, \quad (11)$$

где H – отметка центра яруса, м; Δ – превышение напряжений.

Превышения напряжений по сочетанию «вес + ветер» по отношению к сочетанию «вес + вес гололеда + ветер при гололеде» в оттяжках изменяются в узком диапазоне, среднее значение превышения напряжений – 20 %.

Изменение превышения напряжений в оттяжках может быть аппроксимировано зависимостью вида

$$\Delta = 3,305 \cdot 10^{-5} \cdot H^2 - 5,952 \cdot 10^{-4} \cdot H + 1,998 \cdot 10^{-1}. \quad (12)$$

5. Результаты исследования изменения угла наклона тязей на нижнем участке башни

Для оценки влияния осредненной ширины основания двух нижних участков на снижение массы башни следует увеличить ширину основания двух нижних участков. Таким образом, эпюра изгибающих моментов от действия ветровой нагрузки описывается конструктивной формой башни.

На данном этапе исследования рассмотрено увеличение ширины основания нижнего участка башни. Для этого выбраны следующие значения углов наклона оттяжек на нижнем ярусе: 5, 10, 15, 20 градусов.

Сечения элементов, определенные для башен с принятыми углами наклона оттяжек на нижнем ярусе, приведены в табл. 4.

Таблица 4

Сечения элементов башен с различными углами наклона оттяжек на нижнем ярусе [Table 4. Cross sections of elements of the towers with different angles of inclination of the cables on the lower tier]

№ яруса [Tier number]	Элемент [Element]	Угол наклона оттяжек [Angle of tilt cables]				
		0°	5°	10°	15°	20°
7	Ствол [Stem]	Ø180×10	Ø180×10	Ø180×10	Ø180×10	Ø180×10
6	Ствол [Stem]	Ø194×10	Ø194×10	Ø194×10	Ø194×10	Ø194×10
	Тяжи [Cables]	Ø18	Ø18	Ø18	Ø18	Ø18
5	Ствол [Stem]	Ø219×12	Ø219×12	Ø219×12	Ø219×12	Ø219×12
	Тяжи [Cables]	Ø20	Ø20	Ø20	Ø20	Ø20
4	Ствол [Stem]	Ø245×12	Ø245×12	Ø245×12	Ø245×12	Ø245×14
	Тяжи [Cables]	Ø25	Ø25	Ø25	Ø25	Ø25

3	Ствол [Stem]	Ø273×14	Ø273×14	Ø273×14	Ø273×14	Ø273×18
	Тяжи [Cables]	Ø30	Ø30	Ø30	Ø30	Ø30
2	Ствол [Stem]	Ø299×16	Ø299×16	Ø299×16	Ø299×20	Ø325×22
	Тяжи [Cables]	Ø36	Ø36	Ø36	Ø36	Ø36
1	Ствол [Stem]	Ø325×18	Ø299×16	Ø325×18	Ø351×22	Ø351×24
	Тяжи [Cables]	Ø40	Ø36	Ø36	Ø36	Ø36
Металлоемкость, т [Metal consumption, ton]		11,32	11,04	11,19	11,61	12,09

Влияние угла наклона оттяжек на нижнем ярусе на металлоемкость башни отображено на рис. 8.

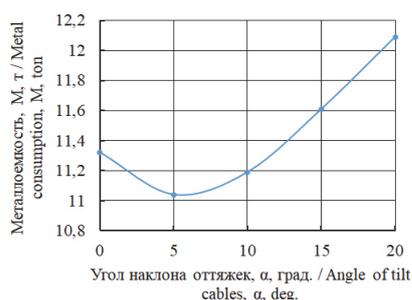


Рис. 8. Влияние угла наклона оттяжек на нижнем ярусе на металлоемкость башни

[Figure 8. The influence of the angle of inclination of the cables on the lower tier on the consumption of materials of the tower]

Влияние угла наклона оттяжек на нижнем ярусе на металлоемкость башни может быть аппроксимировано кривой вида

$$M = -2,467 \cdot 10^{-4} \cdot \alpha^3 + 1,251 \cdot 10^{-2} \cdot \alpha^2 - 1,131 \cdot 10^{-1} \cdot \alpha + 11,32, \quad (13)$$

где M – металлоемкость башни, т; α – угол наклона оттяжек на нижнем ярусе башни, градус.

Минимальная металлоемкость башни получена при угле наклона оттяжек на нижнем ярусе, равном 5°. При углах 4–7° сечения элементов на двух нижних ярусах можно принять одинаковыми. Полученный результат способствует снижению металлоемкости башни и увеличению технологичности ее возведения.

6. Разработка конструктивных решений, позволяющих реализовать предлагаемый тип башни

Башня с параллельными затяжками представляет собой пространственный предварительно напряженный стержень переменной по высоте жесткости. Изменение жесткости по высоте возможно

выполнить ступенчато, разделением башни на участки – ярусы, путем применения монтажных (отправочных) секций.

На границах каждого яруса элементы центрального ствола соединяются с параллельными затяжками при помощи жестко соединенных со столом ригелей.

Для обеспечения передачи внутренних усилий в элементах центрального ствола и неразрезности конструкции узел сопряжения элементов центрального ствола наиболее оптимально выполнять в виде фланцевого соединения. При таком способе сопряжения элементов ствола ригели прикрепляются к продольным ребрам ствола в местах фланцевого соединения. Таким образом, каждый ярус башни реализуется в виде отдельной секции с центральным стволом, а также ригелями у верхней и нижней границ и вант, равноудаленных на заданном диаметре.

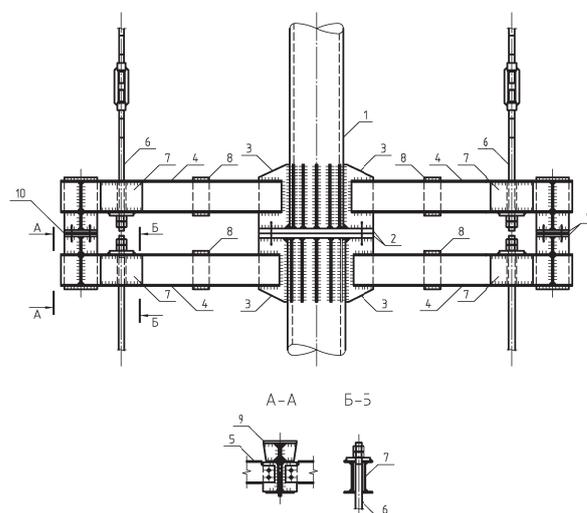


Рис. 9. Узел стыковки секций башни
[Figure 9. Knot of docking of sections of a tower]

В сборе узел стыковки секций башни представляет собой жесткий рамный блок (рис. 9). Соединение элементов центрального ствола (1) выполняется на фланцах (2). К продольным ребрам ствола

ла (3) в местах фланцевого соединения прикрепляются ригели рамы (4). Ригели рамы и балки площадки (5) образуют жесткий диск площадки в плане. На ригели рамы по границам секций башни закрепляются оттяжки (6). Для надежного закрепления оттяжек ригели рамы выполняются в виде двух швеллеров. В местах крепления оттяжек стенки швеллеров усиливаются пластинами (7). Для связи швеллеров между собой и обеспечения их совместной работы между ними устанавливаются прокладки (8).

Для обеспечения неразрезности конструкции башни по внешнему диаметру площадки секций по краям ригелей стыкуются на внешних фланцах (9). Между внешними фланцами устраивается зазор для выверки (10), в который устанавливается пластина по месту.

Перед поставкой на строительную площадку монтажные секции башни подлежат контрольной сборке на заводе-изготовителе.

Выводы

В ходе исследования достигнута поставленная цель: выполнена оптимизация конструктивного решения башен с параллельными затяжками, обеспечивающего возможность возведения и безопасной эксплуатации на протяжении заданного срока службы, что достигается выполнением требований по прочности, устойчивости и деформациям к таким сооружениям при минимальной материалоемкости.

Сравнение результатов аналитического расчета и результатов численных экспериментов с использованием программ, в основу работы которых положен МКЭ, показало, что для вант сжатой зоны расхождение результатов расчетов на ярусах башни достигает 30 %, для вант растянутой зоны – 14 %. Это позволяет осуществить ввод поправочных коэффициентов для аналитического нелинейного моделирования и перехода к проверке на физической модели.

Представлены качественные и количественные характеристики изменения НДС башен от рассматриваемых влияющих факторов.

Выполнен проверочный расчет башни и ее элементов на сочетание нагрузок «вес башни + вес оборудования + вес гололедных отложений + ветер при гололеде». Максимальное превышение напряжений по сочетанию «вес + ветер» по отношению к сочетанию «вес + вес гололеда + ветер при гололеде» в центральном стволе составляет 40 %, минимальное – 23 %. Среднее значение превышения напряжений в центральном стволе – 27 %.

Среднее значение превышения напряжений в оттяжках – 20 %.

Анализ НДС башен с параллельными затяжками с различными углами наклона оттяжек на нижнем ярусе показал, что при углах 4–7° сечения элементов на двух нижних ярусах можно принять одинаковыми. Полученный результат способствует снижению металлоемкости башни и увеличению технологичности ее возведения.

Проработано конструктивное решение узла стыковки секций башни, позволяющего обеспечить технологичность возведения и безопасной эксплуатации башен с параллельными затяжками.

В качестве перспектив дальнейшего исследования можно выделить:

- выполнение расчета на резонансное вихревое возбуждение;
- анализ НДС узлов сопряжения элементов башни;
- изучение влияния на стоимость конструктивного решения технологии изготовления и возведения (по критерию трудоемкости);
- установление границы применимости высоты исследуемого конструктивного решения в зависимости от технологической нагрузки и района строительства.

Список литературы

1. *Голиков А.В., Ситников И.Р.* Напряженно-деформированное состояние башен с параллельными затяжками // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 7. С. 43–49.
2. *Golikov A., Gubanov V., Garanzha I.* Atypical structural systems for mobile communication towers // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018. Vol. 365. No. 5. 052010. doi.org/10.1088/1757-899X/365/5/052010
3. *Кривошапко С.Н.* Вантовые структуры // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2016. № 1. С. 9–22.
4. *Conde B., Villarino A., Cabaleiro M., Gonzalez-Aguilera D.* Geometrical Issues on the Structural Analysis of Transmission Electricity Towers Thanks to Laser Scanning Technology and Finite Element Method // MDPI Remote Sensing. 2015. Vol. 7. Issue 9. Pp. 11551–11569. https://doi.org/10.3390/rs70911551
5. *Lin W., Song G., Chen S.* PTMD Control on a Benchmark TV Tower under Earthquake and Wind Load Excitations // MDPI Applied Sciences. 2017. Vol. 7. Issue 4. P. 425.
6. *Tian L., Rong K., Zhang P., Liu Y.* Vibration Control of a Power Transmission Tower with Pounding Tuned Mass Damper under Multi-Component Seismic Excitations // Appl. Sci. 2017. Vol. 7. Issue 4. P. 477. https://doi.org/10.3390/app7050477

7. *Shan Gao, Sheliang Wang*. Progressive Collapse Analysis of Latticed Telecommunication Towers under Wind Loads // *Advances in Civil Engineering*. 2018. 13 p. <https://doi.org/10.1155/2018/3293506>

8. *Xiaohong Long, Wei Wang, Jian Fan*. Collapse Analysis of Transmission Tower Subjected to Earthquake Ground Motion // *Modelling and Simulation in Engineering*. 2018. Article ID 2687561. 20 p. <https://doi.org/10.1155/2018/2687561>

9. *Ghafoori E., Motavalli M*. A Retrofit Theory to Prevent Fatigue Crack Initiation in Aging Riveted Bridges Using Carbon Fiber-Reinforced Polymer Materials // *MDPI Polymers*. 2016. Vol. 8. 308.

10. *Sena-Cruz J., Michels J., Harmanci Y.E., Correia L*. Flexural strengthening of RC slabs with prestressed CFRP strips using different anchorage systems. *Composites Part B: Engineering*. 2015. Vol. 81. Pp. 158–170.

11. *Alcaraz Carrillo de Albornoz V., García del Toro E.M., Más-López M.I., Luizaga Patiño A*. Experimental Study of a New Strengthening Technique of RC Beams Using Prestressed NSM CFRP Bars // *MDPI Sustainability*. 2019. Vol. 11. 1374.

12. *Liu X., Zhang A., Fu W*. Cable Tension Preslack Method Construction Simulation and Engineering Application for a Prestressed Suspended Dome // *Advances in Materials Science and Engineering*. 2015. Pp. 1–17.

13. *Shen S., Wang Y., Ma S.-L., Huang D., Wu Z.-H., Guo X*. Evaluation of Prestress Loss Distribution during Pre-Tensioning and Post-Tensioning Using Long-Gauge Fiber Bragg Grating Sensors // *Sensors*. 2018. Vol. 18. 4106.

14. *Richal R., Machacek J*. Buckling and Post-buckling of Prestressed Stainless Steel Stayed Columns // *Procedia Engineering*. 2017. Vol. 172. Pp. 875–882.

RESEARCH PAPER

Rationalization of the constructive form of towers with prestressed cables

Ivan R. Sitnikov¹, Alexander V. Golikov²

Volgograd State Technical University, 28 Lenin Ave., Volgograd, 400131, Russian Federation

Keywords:

design;
metal structures;
steel tower;
new design solution;
parallel tightening;
design scheme;
design;
comparative calculation

Article history:

Received: February 11, 2019

Revised: April 12, 2019

Accepted: May 16, 2019

For citation

Sitnikov I.R., Golikov A.V. (2019). Rationalization of the constructive form of towers with prestressed cables. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(3), 182–192. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-182-192> (In Russ.)

Abstract

Relevance. One of the main directions of development of mobile communication systems, radio engineering and telecommunication systems is the improvement of the structural form of the bearing supports, which will solve a number of practical tasks: to increase the coverage area, to ensure higher rates of data transmission speed and to ensure stable operation in an increasing number of users. These circumstances justify the relevance of research in this direction.

Aims of research. Optimization of design solutions using parallel puffs, ensuring the possibility of erection and safe operation during the entire service life, which ensures that the requirements for strength, stability and deformations for such structures are met with minimal material consumption.

Methods. For calculations, finite element methods are used for mathematical modeling using software and computing systems. To create linear models for numerical experiments, the method of mathematical planning of experiments was used.

Results. The work of the towers of the proposed constructive solution is considered as supports for the placement of equipment of cellular operators using the example of a 42-meter tower. The method of mathematical planning of experiments was used to create a model line for numerical experiments. To establish the basic characteristics of the stress-strain state of the structures of the supports, a number of models were created and calculated in software packages, the basis of which is the finite element method. A comparative analysis of the effort in the delays determined by analytical calculation and the finite element method is performed. The analysis of changes in the stress-strain state of the towers from the influence of influencing factors, such as wind and icy-wind loads, the angle of deflection on the lower tier of the tower. By the criterion of minimum metal consumption and manufacturability of the construction of towers, rational overall dimensions of the tower were determined. The options for constructing the main junctions of the elements of the tower are proposed.

¹ Ivan R. Sitnikov, master student, Department “Building Structures, Foundations and Reliability of Structures”, eLIBRARY SPIN-code: 5244-5000, AuthorID: 986522.

² Alexander V. Golikov, Cand. Tech. Sci., senior lecturer, Department “Building Structures, Foundations and Reliability of Structures”, eLIBRARY SPIN-code: 1369-7819, AuthorID: 847929, alexandr_golikov@mail.ru

References

1. Golikov A.V., Sitnikov I.R. (2018). Stress-strain state of towers with parallel puffs. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo [Industrial and civil engineering]*, (7), 43–49. (In Russ.)
2. Golikov A., Gubanov V., Garanzha I. (2018). Atypical structural systems for mobile communication towers. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, (365), 052010. doi: 10.1088/1757-899X/365/5/052010
3. Krivoshapko S.N. (2016). Cable-stayed structures. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, (1), 9–22. (In Russ.)
4. Conde B., Villarino A., Cabaleiro M., Gonzalez-Aguilera D. (2015). Geometrical Issues on the Structural Analysis of Transmission Electricity Towers Thanks to Laser Scanning Technology and Finite Element Method. *Remote Sens.*, 7(9), 11551–11569. <https://doi.org/10.3390/rs70911551>
5. Lin W., Song G., Chen S. (2017). PTMD Control on a Benchmark TV Tower under Earthquake and Wind Load Excitations. *Appl. Sci.*, 7(4), 425. <https://doi.org/10.3390/app7040425>
6. Tian L., Rong K., Zhang, P., Liu Y. (2017). Vibration Control of a Power Transmission Tower with Pounding Tuned Mass Damper under Multi-Component Seismic Excitations. *Appl. Sci.*, 7(5), 477. <https://doi.org/10.3390/app7050477>
7. Shan Gao, Sheliang Wang. (2018). Progressive Collapse Analysis of Latticed Telecommunication Towers under Wind Loads. *Advances in Civil Engineering*, 1–13. Article ID 3293506. <https://doi.org/10.1155/2018/3293506>
8. Xiaohong Long, Wei Wang, Jian Fan. (2018). Collapse Analysis of Transmission Tower Subjected to Earthquake Ground Motion. *Modelling and Simulation in Engineering*. Article ID 2687561. <https://doi.org/10.1155/2018/2687561>
9. Ghafoori E., Motavalli M. (2016). A Retrofit Theory to Prevent Fatigue Crack Initiation in Aging Riveted Bridges Using Carbon Fiber-Reinforced Polymer Materials. *MDPI Polymers*, 8, 308.
10. Sena-Cruz J., Michels J., Harmanci Y.E., Correia L. (2015). Flexural strengthening of RC slabs with prestressed CFRP strips using different anchorage systems. *Composites Part B: Engineering*, 81, 158–170.
11. Alcaraz Carrillo de Albornoz V., García del Toro E.M., Más-López M.I., Luizaga Patiño A. (2019). Experimental Study of a New Strengthening Technique of RC Beams Using Prestressed NSM CFRP Bars. *MDPI Sustainability*, 11, 1374.
12. Liu X., Zhang A., Fu W. (2015). Cable Tension Preslack Method Construction Simulation and Engineering Application for a Prestressed Suspended Dome. *Advances in Materials Science and Engineering*, 1–17.
13. Shen S., Wang Y., Ma S.-L., Huang D., Wu Z.-H., Guo X. (2018). Evaluation of Prestress Loss Distribution during Pre-Tensioning and Post-Tensioning Using Long-Gauge Fiber Bragg Grating Sensors. *Sensors*, 18(12), 4106. <https://doi.org/10.3390/s18124106>
14. Richal R., Machacek J. (2017). Buckling and Post-Buckling of Prestressed Stainless Steel Stayed Columns. *Procedia Engineering*, (172), 875–882.



УДК 624.014.41

DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-3-193-200

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Результаты компьютерного расчета величины ветровой нагрузки, действующей на свод из вальцованных профилей

Ю.А. Веселев¹, М.С. Карабутов²

Донской государственный технический университет, Российская Федерация, 344025, Ростов-на-Дону,
ул. Социалистическая, 162/32

Ключевые слова:

виртуальная аэродинамическая труба;
цветовая индикация;
ветровая нагрузка;
воздушные зоны;
компьютерное моделирование

Аннотация

Целью исследования является численное определение воздействия ветровых нагрузок на свод из вальцованных профилей системы МІС-120.

Методы. В статье приведены расчеты по определению величины ветровой нагрузки, действующей на свод из вальцованных профилей, и сопоставление результатов компьютерного моделирования с СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия». Исследование проводилось путем моделирования виртуальной аэродинамической трубы с помещенным в нее сводом из вальцованных металлических профилей для ветра, действующего в торец свода (вдоль образующей), перпендикулярно к своду и под углом, а также вдоль него с изменением пролета от 12 до 24 метров. Моделирование свода из вальцованных профилей и виртуальной аэродинамической трубы выполнялось в программном комплексе COSMOSFloWorks по изложенной в ранних публикациях методике [2; 11]. Теоретико-методологическую основу исследования составили уравнения Навье – Стокса и уравнения состояния компонентов текучей среды.

Результаты. Рассчитано давление на свод в зависимости от траектории и скорости ветра в разных ветровых районах и направлениях действия ветрового потока, произведено сравнение давления на свод, полученное с помощью компьютерного моделирования, с давлением по СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия», сопоставлены результаты по ветровому давлению для гладкого и ребристого сводов с одинаковыми параметрами, полученных компьютерным моделированием [14–17]. По итогам расчетов можно заключить, что нормативное давление по СП не меняется в зависимости от пролета, а результаты компьютерного моделирования показывают изменение давления от величины пролета.

История статьи:

Поступила в редакцию: 07 декабря 2018 г.
Доработана: 21 февраля 2019 г.
Принята к публикации: 24 апреля 2019 г.

Для цитирования

Веселев Ю.А., Карабутов М.С. Результаты компьютерного расчета величины ветровой нагрузки, действующей на свод из вальцованных профилей // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 3. С. 193–200. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-193-200>

Введение

С помощью программного комплекса COSMOSFloWorks была смоделирована виртуальная аэродинамическая труба, в которую помести-

ли свод из вальцованных металлических профилей системы МІС-120, а также задана скорость ветра и рассчитаны траектории обтекания ветровым потоком задаваемого свода, замененного для упрощения моделирования гладким сводом с наружными ребрами такой же высоты и с таким же шагом, как у вальцованного профиля.

Цель исследования – численное определение воздействия ветровых нагрузок на свод из вальцованных профилей системы МІС-120.

Материалы и методы

В программном комплексе COSMOSFloWorks движение текучей среды моделируется с помощью

Благодарности. Посвящается светлой памяти профессора, к.т.н. Веселева Юрия Алексеевича. Автор скончался 14 марта 2014 года. С благодарностью друзьям, коллегам, ученикам.

¹ **Веселев Юрий Алексеевич**, кандидат технических наук, профессор, кафедра металлических, деревянных и пластмассовых конструкций, Академия строительства и архитектуры.

² **Карабутов Михаил Сергеевич**, студент, кафедра металлических, деревянных и пластмассовых конструкций, Академия строительства и архитектуры, ORCID iD: 0000-0003-1481-3363, kmemishka@rambler.ru

© Веселев Ю.А., Карабутов М.С., 2019



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

уравнений Навье – Стокса, описывающих в нестационарной постановке законы сохранения массы, импульса и энергии этой среды. Кроме того, используются уравнения состояния компонентов текучей среды, а также эмпирические зависимости вязкости и теплопроводности этих компонентов от температуры. Неньютоновские жидкости задаются зависимостью их коэффициента вязкости от скорости сдвиговых деформаций и температуры, сжимаемые жидкости задаются зависимостью их плотности от давления. Этими уравнениями моделируются турбулентные, ламинарные и переходные течения. Между ламинарным и турбулентным течением переход определяется критическим значением числа Рейнольдса. Для моделирования турбулентных течений (они встречаются в инженерной практике наиболее часто) упомянутые уравнения Навье – Стокса осредняются по Рейнольдсу, т.е. используется осредненное по малому масштабу времени влияние турбулентности на параметры потока, а крупномасштабные временные изменения, осредненные по малому масштабу времени составляющих газодинамических параметров потока (давления, скоростей, температуры), учитываются введением соответствующих производ-

ных по времени [9]. В результате уравнения имеют дополнительные члены – напряжения по Рейнольдсу, а для замыкания этой системы уравнений в COSMOSFloWorks используются уравнения переноса кинетической энергии турбулентности и ее диссипации в рамках $k-z$ модели турбулентности [1].

Расчет производился для ветра, действующего в торец свода (вдоль образующей), перпендикулярно к своду и под углом к нему с изменением пролета от 12 до 24 метров [13]. Нормативные скорости ветра для восьми ветровых районов представлены в табл. 1. Полученные расчетом изополя ветрового обтекания свода с цветовой индикацией скоростей потоков показаны на рис. 1–5. Распределения ветрового давления представлены на рис. 6–11 [12].

Таблица 1

Скорость ветра по районам, м/с
[Table 1. Wind speed by areas, m/s]

Район	1a	1	2	3	4	5	6	7
Скорость ветра	18	21	24	27	30	33	37	40

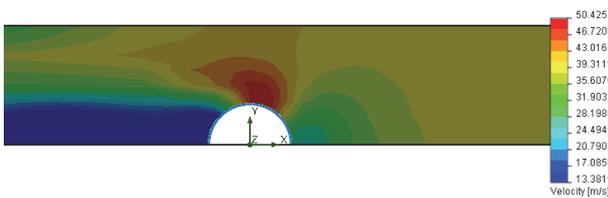


Рис. 1. Цветовые изополя распределения скоростей ветрового потока при направлении ветра перпендикулярно образующей свода пролетом 12 м в 7-м ветровом районе: сечение 1–1 (рис. 12)

[Figure 1. Color isofield velocity distribution of wind flow with wind direction perpendicular to the roof generatrix of the 12-meter span in 7th wind region: section 1–1 (Figure 12)]

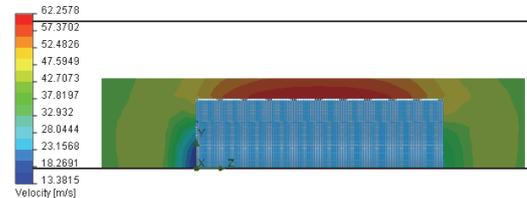


Рис. 2. Цветовые изополя распределения скорости ветра при его направлении перпендикулярно образующей свода пролетом 18 м в 7-м ветровом районе: вид сбоку, сечение 2–2 (рис. 12)

[Figure 2. Color isofield velocity distribution of wind flow with wind direction perpendicular to the roof generatrix of the 18-meter span in 7th wind region: lateral projection, section 2–2 (Figure 12)]

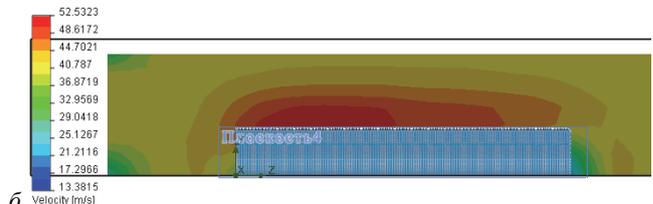
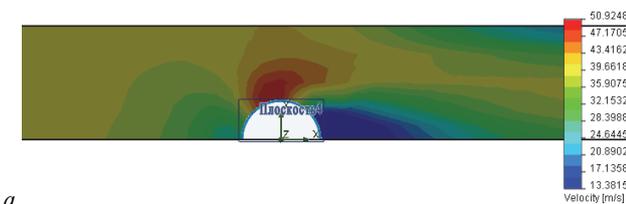


Рис. 3. Цветовые изополя распределения скорости ветра при его направлении под углом к своду пролетом 12 м в 7-м ветровом районе: а – сечение 1–1; б – сечение 2–2 (рис. 12)

[Figure 3. Color isofield velocity distribution of wind flow in the direction of the wind at an angle to the arch of the 12-meter span in 7th wind region: а – section 1–1; б – section 2–2 (Figure 12)]

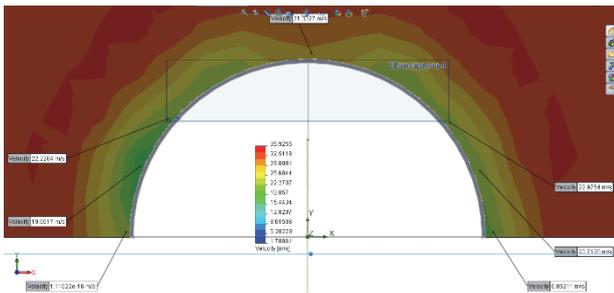


Рис. 4. Цветовые изополя распределения скорости ветра при его направлении вдоль образующей свода пролетом 18 м в 3-м ветровом районе: сечение 1–1 (рис. 12)
 [Figure 4. Color isofields distributions of wind speed at its direction along the generatrix arch of the 18-meter span in 3rd wind region: section 1–1 (Figure 12)]

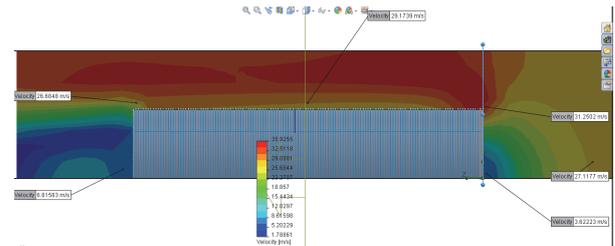


Рис. 5. Цветовые изополя распределения скорости ветра при его направлении вдоль образующей свода пролетом 18 м в 3-м ветровом районе: сечение 2–2 (рис. 12)
 [Figure 5. Color isofields distributions of wind speed at its direction along the generatrix arch of the 18-meter span in 3rd wind region: section 2–2 (Figure 12)]

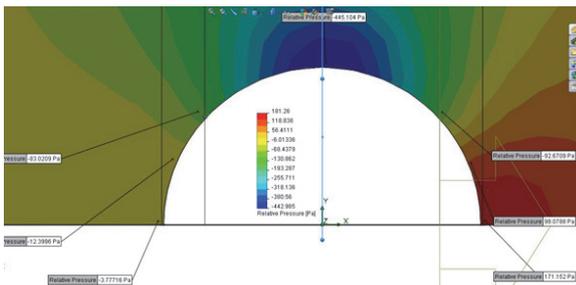


Рис. 6. Зоны распределения давления при направлении ветра перпендикулярно образующей свода пролетом 18 м в 1-м ветровом районе: сечение 1–1 (рис. 12)
 [Figure 6. Zones of pressure distribution with wind direction perpendicular to the generatrix arch of the 18-meter span in the 1st wind region: section 1–1 (Figure 12)]

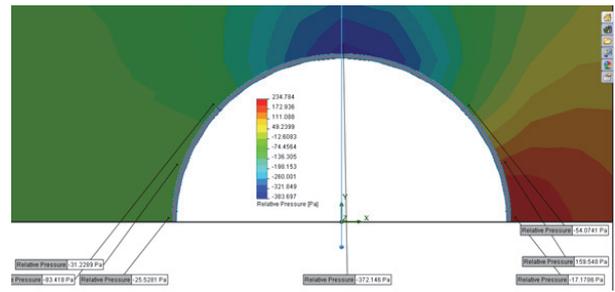


Рис. 7. Зоны распределения давления при направлении ветра перпендикулярно образующей свода пролетом 12 м в 1-м ветровом районе: сечение 1–1 (рис. 12)
 [Figure 7. Zones of pressure distribution with wind direction perpendicular to the generatrix arch of the 12-meter span in the 1st wind region: section 1–1 (Figure 12)]

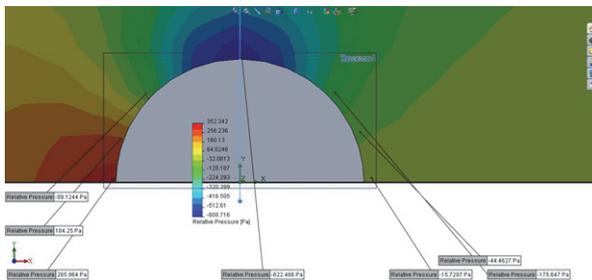


Рис. 8. Зоны распределения давления при направлении ветра под углом к своду пролетом 12 м во 2-м ветровом районе: сечение 1–1 (рис. 12)
 [Figure 8. Zones of pressure distribution with wind direction perpendicular to the generatrix arch of the 12-meter span in the 2nd wind region: section 1–1 (Figure 12)]

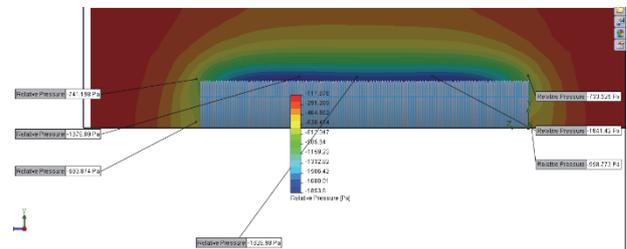


Рис. 9. Зоны распределения давления при направлении ветра под углом к своду пролетом 12 м в 7-м ветровом районе: сечение 2–2 (рис. 12)
 [Figure 9. Pressure distribution zones with wind direction at an angle to the arch of the 12-meter span in the 7th wind region: section 2–2 (Figure 12)]

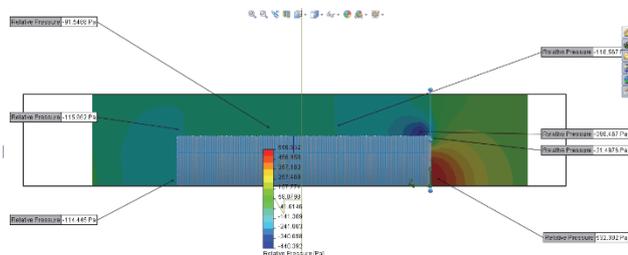


Рис. 10. Зоны распределения давления при направлении ветра вдоль образующей свода пролетом 18 м в 3-м ветровом районе: сечение 2–2 (рис. 12)
 [Figure 10. Pressure distribution zones with the wind direction along the arch generatrix of the 18-meter span in the 3rd wind region: section 2–2 (Figure 12)]

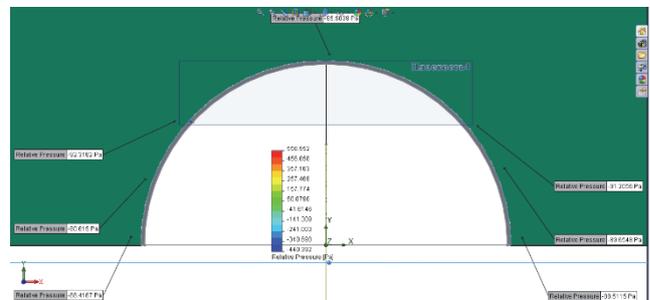


Рис. 11. Зоны распределения давления при направлении ветра вдоль образующей свода пролетом 18 м в 3-м ветровом районе: сечение 1–1 (рис. 12)
 [Figure 11. Pressure distribution zones with the wind direction along the arch generatrix of the 18-meter span in the 3rd wind region: section 1–1 (Figure 12)]

По полученным данным давления и скорости ветра были построены картины изолиний зон распределения давления на свод при движении воздушного потока под разными углами к образующей (рис. 12).

Характер изменения давления на поверхность свода по его продольным и поперечным сечениям при действии ветра под разными углами показан цветовыми изоповерхностями на рис. 13–16.

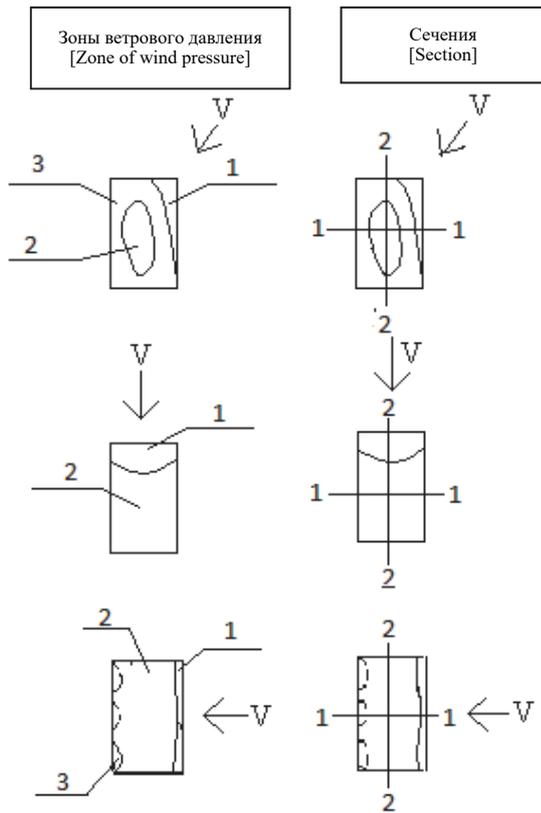


Рис. 12. Зоны распределения ветрового давления [Figure 12. Wind pressure distribution zones]

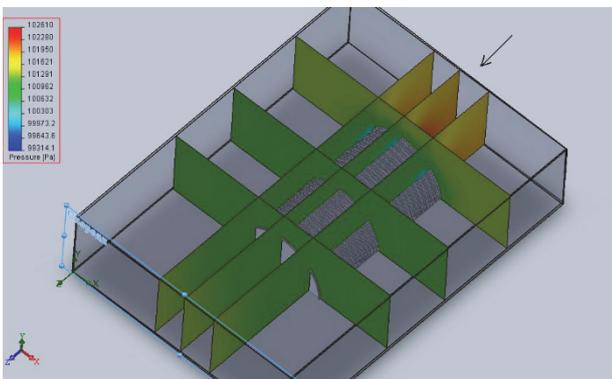


Рис. 13. Изоповерхности давления воздуха по сечениям при действии ветра вдоль свода [Figure 13. Isosurfaces of air pressure in cross-sections under the action of wind along the roof]

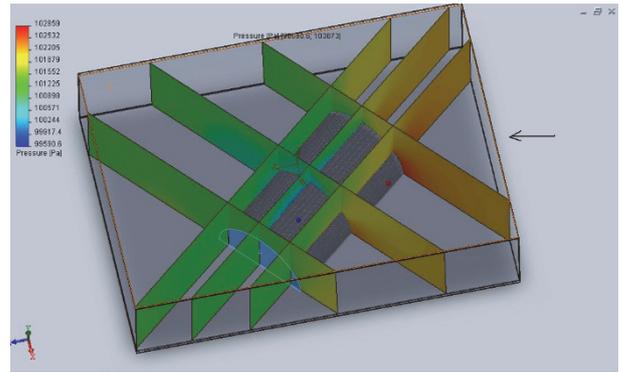


Рис. 14. Изоповерхности давления воздуха по сечениям при действии ветра под углом к своду [Figure 14. Isosurfaces of air pressure in sections under the action of wind at an angle to the arch]

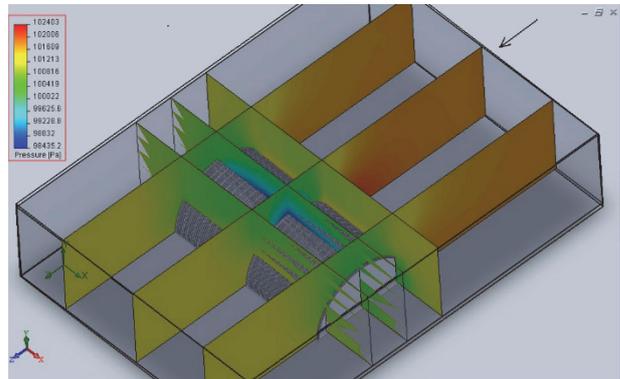


Рис. 15. Изоповерхности давления воздуха по сечениям при действии ветра перпендикулярно к своду [Figure 15. Isosurfaces of air pressure in cross-sections under the action of wind-perpendicular to the arch]

Результаты

Полученные средние результаты давлений по трем зонам (рис. 12) при направлении действия ветра перпендикулярно своду и под углом к нему представлены в табл. 2 и 3 соответственно. На основании этих данных можно определить давление в любой зоне свода в зависимости от пролета и ветрового района. На рис. 16 показан поперечный разрез средней части свода с направлениями действующего давления на свод по зонам [1].

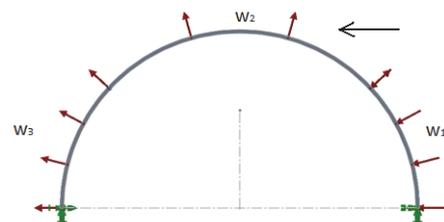


Рис. 16. Схема расположения зон давления на свод: сечение 1–1 (рис. 12) [Figure 16. Layout of pressure zones on the roof: section 1–1 (Figure 12)]

Таблица 2

Давление при направлении ветра перпендикулярно образующей свода, Па
[Table 2. Pressure with wind direction perpendicular to the arch, Pa]

Район [Area]	1a	1	2	3	4	5	6	7	Зона [Zone]
Пролет, м [Span, m]									
24	31,08	131,6	172,2	179,9	257	279,6	338	476	1
	-209	-264	-300,6	-367,5	-433	-584	-691,3	-832	2
	-93,6	-31,3	-39,38	-50,77	-53,4	-70,4	-85,88	-106	3
18	58,85	120,7	144,89	169	235	289,2	322,8	403,7	1
	-207	-376	-467,8	-532,3	-744	-905	-1074	-1281	2
	-33,1	-62,9	-73,34	-90,01	-134	-156	-185,6	-217	3
12	101,8	136,4	172,47	252,2	287,9	343	441	532,1	1
	-170	-227	-299,9	-377,1	-479	-564	-721,2	-841	2
	-46,7	-61,4	-83,09	-110,6	-132	-154	-207,9	-243	3

Таблица 3

Давление при направлении ветра под углом к своду, Па
[Table 3. Pressure at wind direction at an angle to the arch, Pa]

Район [Area]	1a	1	2	3	4	5	6	7	Зона [Zone]
Пролет, м [Span, m]									
24	123,8	163,8	163,7	211,7	263,8	323,2	375,55	460,28	1
	-226	-277	-280,7	-350	-429	-536	-646,4	-762,6	2
	-47	-59,2	-51,22	-71	-83,1	-106	-144,3	-160,7	3
18	111,5	135,7	198,3	260,5	311,5	412,9	505,99	553,61	1
	-246	-330	-412,6	-539	-661	-770	-1032	-1178	2
	-61	-106	-105,7	-141	-171	-190	-272,8	-305,3	3
12	58,97	87,59	127	175,7	185,3	194,9	250,25	348,25	1
	-137	-217	-295,7	-375	-424	-473	-591,4	-637,6	2
	-34,9	-52,9	-78,61	-103	-113	-123	-149,3	-173,6	3

Обсуждение

При действии ветра вдоль образующей свода наблюдается снижение скорости ветра вдоль нее, что показано на рис. 5. Давление, близкое к нулю, изображено на рис. 11. Снижение скорости ветра при обдувании ветровым потоком вдоль свода вызвано особенностями последнего [2]. Как уже было сказано, свод состоит из U-образных вальцованных профилей, стенки которых представляют собой вертикальные ребра, оказывающие сопротивление воздушному потоку, уменьшающие скорость ветра и, следовательно, давление на свод [3]. Снижение скорости ветра вдоль образующей свода вызывает неравномерность его деформаций в этом направлении.

Сравним давление на свод, полученное с помощью компьютерного моделирования, с давлением по СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия». Вычислим давление на свод по СП и занесем данные в табл. 4 по зонам, в зависимости от ветрового района и пролета здания [4].

Сравнивая величины нормативного давления для гладкого свода (табл. 4) и давления, полученного компьютерным моделированием, для свода с ребрами (табл. 2), легко увидеть, что нормативное давление по СП не меняется в зависимости от пролета, т.к. отношение стрелы подъема свода к пролету постоянно, а компьютерное моделирование для свода с ребрами показывает, что в одном и том же ветровом районе при изменении пролета от 12 до 18 м давление растет, а от 18 до 24 м – падает. Это различие ставит ряд задач по дальнейшему, более тщательному изучению влияния ветра на тонкостенные металлические своды из вальцованных профилей [10; 11].

Вместе с тем представляет интерес сравнение результатов по ветровому давлению для гладкого и ребристого сводов с одинаковыми параметрами, полученных компьютерным моделированием. Эти результаты представлены в табл. 5 и 6 для свода пролетом 18 м, изображенном на рис. 17 [10].

Таблица 4

Давление на свод при направлении ветра перпендикулярно образующей по СП 20.13330.2011, Па
 [Table 4. Pressure on the arch when the wind direction is perpendicular to the generatrix according to the Construction Rules 20.13330.2011, Pa]

Район [Area]	1a	1	2	3	4	5	6	7	Зона [Zone]
Пролет, м [Span, m]									
24	108,8	147,2	192	243,2	307,2	384	467,2	544	1
	-163,2	-220,8	-288	-364,8	-460,8	-576	-700,8	-816	2
	-54,4	-73,6	-96	-121,6	-153,6	-192	-233,6	-272	3
18	108,8	147,2	192	243,2	307,2	384	467,2	544	1
	-163,2	-220,8	-288	-364,8	-460,8	-576	-700,8	-816	2
	-54,4	-73,6	-96	-121,6	-153,6	-192	-233,6	-272	3
12	108,8	147,2	192	243,2	307,2	384	467,2	544	1
	-163,2	-220,8	-288	-364,8	-460,8	-576	-700,8	-816	2
	-54,4	-73,6	-96	-121,6	-153,6	-192	-233,6	-272	3

Таблица 5

Давление при направлении ветра перпендикулярно образующей свода
 [Table 5. Pressure with wind direction perpendicular to the arch]

Район [Area]	1a	1	2	3	4	5	6	7	Зона [Zone]
Пролет, м [Span, m]									
<i>Гладкий свод [Smooth arch]</i>									
18	55,34	114,8	140,45	175,8	221	258,5	318	353,8	1
	-208	-383	-477,3	-536,7	-750	-931	-1096	-1281	2
	-34	-63,7	-80,38	-94,3	-133	-160	-193	-220	3
<i>Свод с ребрами [Arch with ribs]</i>									
18	58,85	120,7	144,89	169	235	269,2	322,8	403,7	1
	-207	-376	-467,8	-532,3	-744	-905	-1074	-1281	2
	-33,1	-62,9	-73,34	-90,01	-134	-156	-185,6	-217	3

Таблица 6

Давление при направлении ветра под углом к образующей свода
 [Table 6. Pressure at wind direction at an angle to the arch]

Район [Area]	1a	1	2	3	4	5	6	7	Зона [Zone]
Пролет, м [Span, m]									
<i>Гладкий свод [Smooth arch]</i>									
18	114,6	152,2	206,4	269,4	314,5	365,5	496,66	580,14	1
	-242	-314	-424,1	-538	-663	-771	-915	-1176	2
	-57,3	-75,1	-107,4	-129	-173	-184	-257,7	-302,2	3
<i>Свод с ребрами [Arch with ribs]</i>									
18	111,5	135,7	198,3	260,5	311,5	412,9	505,99	553,61	1
	-246	-330	-412,6	-539	-661	-770	-1032	-1178	2
	-61	-106	-105,7	-141	-171	-190	-272,8	-305,3	3

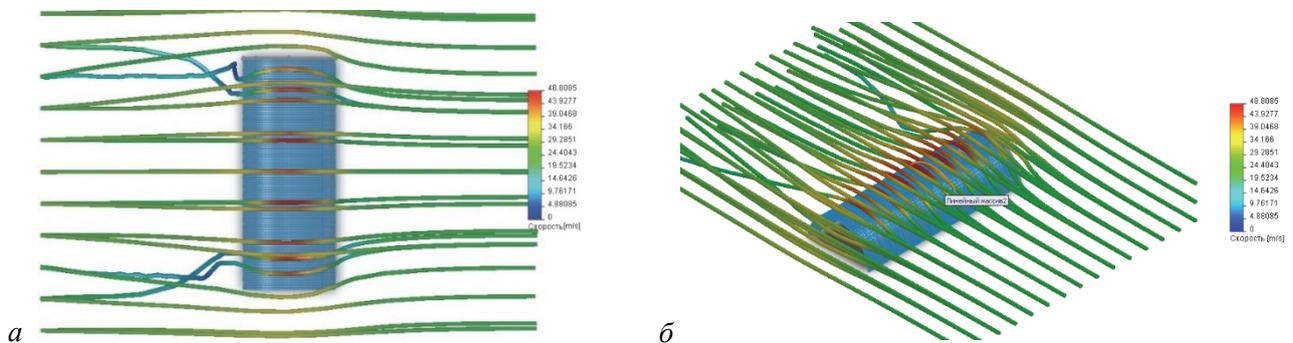


Рис. 17. Моделирование обтекания ветровым потоком свода:
 а – вид сверху; б – изометрия
 [Figure 17. Modelling of wind flow around the arch:
 a – top view; б – isometry]

Выводы

Из данных в таблицах видно, что при обдувании перпендикулярно своду давление на поверхность схожи для обоих сводов [8; 9]. При действии ветра под углом к сводам наблюдается та же картина. Таким образом, влияние стенок профиля мало сказывается на величинах ветрового давления ввиду небольшой их высоты по сравнению с основными размерами свода. Это дает возможность вести расчет ветровой нагрузки для сводов из вальцованных профилей системы МПС-120 как для гладких сводов при действии ветра поперек длины свода [5–7; 9].

Список литературы

1. Алямовский А.А., Собачкин А.А., Одинцов Е.В., Хартонович А.И. SolidWorks: компьютерное моделирование в инженерной практике. СПб.: БВХ-Петербург, 2005. 800 с.
2. Веселев Ю.А., Карабутов М.С. Особенности влияния ветрового потока, действующего на сводчатые покрытия под разными углами // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2010. № 4. С. 11–18.
3. Веселев Ю.А., Карабутов М.С. Приведение вальцованного U-образного профиля с редуцированными жесткостными характеристиками к гладкому тавровому профилю // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2012. № 1. С. 30–37.
4. Авдонин А.С. Прикладные методы расчета оболочек и тонкостенных конструкций. М., 1969. 405 с.
5. Айрумян Э.А., Румянцева И.А. Прочность и надежность бескаркасных арочных зданий из стальных

холодногнутых профилей // Монтажные и специальные работы в строительстве. 1998. № 8. С. 8–9.

6. Айрумян Э.Л., Емелин Е.И., Барсков Д.П. Устойчивость оболочек из гофрированных стальных профилей // Промышленное строительство. 1990. № 10. С. 18–19.

7. Андрианов И.В., Лесническая В.А., Маневич Л.И. Метод усреднения в статистике и динамике ребристых оболочек. М., 1985. 224 с.

8. Аржаников Н.С., Мальцев В.Н. Аэродинамика. М., 1952. 481 с.

9. Белов И.А., Исаев С.А. Моделирование турбулентных течений. СПб.: Балтийский гос. ун-т, 2001. 108 с.

10. Веселев Ю.А., Карабутов М.С. Сравнение поведения свода из вальцованных профилей при загрузке ветровой нагрузкой по нормам и нагрузкой, полученной компьютерным моделированием // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2012. № 1. С. 74–81.

11. Веселев Ю.А., Карабутов М.С. Экспериментальное изучение поведения свода из вальцованных металлических тонкостенных профилей при действии ветра и сравнение полученных результатов с результатами компьютерного моделирования обдувания свода ветром // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2012. № 2. С. 72–77.

12. Гордеев В.Н. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения. М.: АСБ, 2007. 482 с.

13. Карабутов М.С. Твердотельное моделирование тонкостенных вальцованных профилей металлических сводов // Строительство-2008: материалы международной научно-практической конференции. Ростов-на-Дону: Рост. гос. строит. ун-т, 2008. С. 55.

14. American Society of Civil Engineers. Minimum design loads for buildings and other structures. New York, 1998.

15. Simiu E., Scanlan R.H. Wind Effects on Structures. 1978. 359 p.

16. Merritt F.S., Ricketts J.T. Building design and construction handbook. USA, 2001. 1722 p.

17. Mehta K.C., Delahay J. Guide to the use of the wind load provisions of ASCE 7-02. USA, 2004. 127 p.

RESEARCH PAPER

The results of computer analysis of the wind load acting on the set of rolled profiles

Yu.A. Veselev¹, M.S. Karabutov²

Don State Technical University, 162/32 Socialist St., Rostov-on-Don, 344025, Russian Federation

Keywords:

virtual wind tunnel;
color indication;
wind load;
air zones;
computer modelling

Abstract

The aim of the research is to numerically determine the effect of wind loads on the roof of the rolled profiles of the MIC-120 system.

Methods. There were made some calculations in this article of wind load, acting on rolled metal thin-sheet profiles arch and a comparison of computer modeling and buildings requirement such as Building Rules “Loads and Actions” results.

Acknowledgements. Dedicated to the blessed memory of Professor, Candidate of Technical Sciences Yuri A. Veselev. The author died on 14 March 2014. Friends, colleagues, students are grateful.

¹ *Yury A. Veselev*, Cand. Tech. Sci., Associate Professor, Metal, Wooden and Plastic Designs Department.

² *Mikhail S. Karabutov*, student, Metal, Wooden and Plastic Designs Department, ORCID iD: 0000-0003-1481-3363, kmcmishka@rambler.ru

Article history:

Received: December 07, 2018

Revised: February 21, 2019

Accepted: April 24, 2019

For citation

Veselev Yu.A., Karabutov M.S. (2019). The results of computer analysis of the wind load acting on the set of rolled profiles. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(3), 193–200. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-193-200> (In Russ.)

References

1. Aljamovskij A.A., Sobachkin A.A., Odintsov E.V., Kharitonovich A.I. (2005). *SolidWorks komp'yuternoe modelirovanie v inzhenernoj praktike [SolidWorks: computer modelling in engineering practice]*. Saint Petersburg: BvH-Peterburg Publ. (In Russ.)
2. Veselev J.A., Karabutov M.S. (2010). Osobennosti vliyaniya vetrovogo potoka, dejstvuyushchego na svodchatye pokrytiya pod raznymi uglami [Features of influence of wind flow acting on domes at different angles]. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, (4), 11–18. (In Russ.)
3. Veselev J.A., Karabutov M.S. (2012). Privedenie val'covannogo U-obraznogo profilya s reducirovannymi zhestkostnymi karakteristikami k gladkomu tavrovomu profilyu [Reduction of rigid rolled U-shaped arch profile to a profile with T-section]. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, (1), 30–37. (In Russ.)
4. Avdonin A.S. (1969). *Prikladnye metody rascheta obolochek i tonkostennykh konstrukcij [Applied methods of calculation of covers and thin-walled designs]*. Moscow. (In Russ.)
5. Ajrumjan E.A., Rumjantseva I.A. (1998). Prochnost' i nadezhnost' beskarkasnyh arochnyh zdaniy iz stal'nyh holodnognutyh profilej [Durability and reliability frameless arch buildings from steel rigid rolled profiles]. *Montazhnye i special'nye raboty v stroitel'stve [Installation and specialized works in construction]*, (8), 8–9. (In Russ.)
6. Ajrumjan E.L., Emelin E.I., Barskov D.P. (1990). Ustojchivost' obolochek iz gofirovannykh stal'nykh profilej [Stability of covers from the goffered steel profiles]. *Promyshlennoe stroitel'stvo [Industrial building]*, (10), 18–19. (In Russ.)
7. Andrianov I.V., Lesnichaja V.A., Manevich L.I. (1985). *Metod usredneniya v statistike i dinamike rebristyh obolochek [Method of averaging in the statistic and dynamics of ridge covers]*. Moscow, 224. (In Russ.)
8. Arzhanikov N.S., Maltsev V.N. (1952). *Aerodinamika [Aerodynamics]*. Moscow. (In Russ.)
9. Belov I.A., Isaev S.A. (2001). *Modelirovanie turbulentnykh techenij [Modeling of turbulent flows]*. Saint Petersburg: the Baltic State University. (In Russ.)
10. Veselev J.A., Karabutov M.S. (2012). Sravnenie povedeniya svoda iz val'covannykh profilej pri zagruzhennii vetrovoj nagruzkoj po normam i nagruzkoj, poluchennoj komp'yuternym modelirovaniem [Comparison of behaviour of the arch from a metal thin-sheet profiles at loading wind loading on norms and the loading received by computer modelling]. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, (1), 74–81. (In Russ.)
11. Veselev J.A., Karabutov M.S. (2012). Eksperimental'noe izuchenie povedeniya svoda iz val'covannykh metallicheskih tonkostennykh profilej pri dejstvii vetra i sravnenie poluchennykh rezul'tatov s rezul'tatami komp'yuternogo modelirovaniya obduvaniya svoda vetrom [Experimental research of behavior of shell made of rolled metal thin-sheet profiles subjected to the wind action and comparison of experimental results with the results of computer modeling of wind pressure]. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, (2), 72–77. (In Russ.)
12. Gordeyev V.N. (2007). *Nagruzki i vozdejstviya na zdaniya i sooruzheniya [Loadings and influences on buildings and constructions]*. Moscow: ACB Publ. (In Russ.)
13. Karabutov M.S. (2008). Tverdotel'noe modelirovanie tonkostennykh val'covannykh profilej metallicheskih svodov [Solid-state modelling thin-walled a metal thin-sheet profiles of the metal arches]. *Stroitel'stvo-2008: materials of the international scientifically-practical conference*. Rostov on Don: the Rostov State Building University. (In Russ.)
14. American Society of Civil Engineers. (1998). *Minimum design loads for buildings and other structures*. New York.
15. Simiu E., Scanlan R.H. (1978). *Wind Effects on Structures*.
16. Merritt F.S., Ricketts J.T. (2001). *Building design and construction handbook*. USA.
17. Mehta K.C., Delahay J. (2004). *Guide to the use of the wind load provisions of ASCE 7-02*. USA.

THEORY OF THIN ELASTIC SHELLS

UDC 539.3:624.04

DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-3-201-209

REVIEW PAPER

Optimal shells of revolution and main optimizations

Sergey N. Krivoshapko¹

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

Keywords:

optimization;
optimization problem;
shell of revolution;
dome;
minimum-weight shell

Abstract

Introduction. Optimization is a criterion, on the ground of which, comparative estimation of possible alternatives and selection of the best decisions is carried out. Cost of a shell, its minimum weight, absence of bending moments and tensile normal stresses, given stress state for acting external load, given bearing capacity when optimal shallowness, maximum external load, minimum weight under limitation on the value of natural frequencies of vibration and maximum displacements, absence of bending moments with taking into account internal pressure, dead weight, and centrifugal forces; maximum of critical force and something else can be criterion of selection of optimal shape of shell of revolution.

Methods. The main criteria of optimality for shells of revolution and information sources for the 1970–2019 periods are presented in a paper. It will help to study previous results devoted to using optimizations and to set about further investigation. But there is no single approach to the definition of optimal shell of revolution and obviously will not be, because own optimizations are necessary for every concrete case of loading, or distribution of stresses along the thickness, or under the demands to the ratio of the volume and area of considered shell, or with due regard for different kind of expenses, and other demands.

Results. For the first time, 24 criteria of optimality only for shells of revolution were discovered. The names of scientists offered presented criteria of optimality and the 45 references dealing with this question are pointed out. It is shown that principles put in the basis of optimal design and criteria of optimality must be given with the help of language quite naturally for computer. Having used optimizations presented in the paper, designers can choose the criterion for their own design of optimal shell shape. Study of the prerequisites of the structural solutions in building and machine-building, the history of the development and perfecting of technologies of erection of shells of revolution will permit to generalize the experience accumulated by designers and to develop new fundamental solutions. Otherwise, architects, structural engineers, and designers will be repeating the achieved solutions in building, architecture, and machine-building.

Article history:

Received: May 3, 2019

Revised: June 3, 2019

Accepted: June 10, 2019

For citation

Krivoshapko S.N. (2019). Optimal shells of revolution and main optimizations. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(3), 201–209. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-201-209>

Introduction

It is well known that shells of revolution are the most widely-distributed type of shells. They are used in different fields of human activity viz in architec-

ture, building, machine-building, and so on. Large number of scientific-and-technical publications [1–3] is devoted to analysis of these shells on strength, stability, dynamic, and to their application and classification.

Now, not only problem of shell analysis is one of actual problems, but a problem of finding of optimal shells of revolution with given in advance characteristics and required constraints is also an important task. Optimization is the selection of a best element with regard to some criteria from some set of

Acknowledgments. The publication has been prepared with the support of the “RUDN University Program 5-100”.

Conflict of interest. The author confirms that this article content has no conflict of interest.

¹ *Sergey N. Krivoshapko*, DSc, Professor, Department of Civil Engineering, krivoshapko-sn@rudn.ru

© Krivoshapko S.N., 2019



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

available alternatives. In the simplest case, an optimization problem consists of search of minimum or maximum value of a real function by choosing it from within an allowed set [4]. W. Stadler and V. Krishnan [5] have written that about 5,000 scientific papers and more than 100 monographs published since earnest 1970 until 1990 were devoted to problems of optimization of forms of shells of revolution. N.I. Abramov and V.T. Alekandrov [6] noted: “Algorithms and program means, in general, are devoted to solution of classical optimization problems and do not take into consideration the real design requirements, constructive restrictions, and regulations of building standards”. Principles put in the basis of optimal design and criteria of optimality must be given with the help of language quite naturally for computer [7].

Consider some of the most important criteria of optimality that are adapted for practical conditions or already have found application under investigation of shells of revolution.

Criteria of optimality of shells of revolution

Maximum of ratio of the volume of inner shell space to the area of the surface. V.E. Mihailenko, V.S. Obuhova, A.L. Podgorniy [8] introduced into practice the special criterion

$$n = V/S, \quad (1)$$

where S is the minimum area of surface of revolution covering the maximum volume V .

The more criterion n the better designed midsurface of the shell of revolution is with geometrical point of view. The scientists presented this criterion approved it in a class of the second order surfaces of revolution and obtained the optimal criteria n_{\max} for every group of surfaces of revolution with variable rise of the surface.

So, they determined optimal rise of a surface of revolution in every group of the surfaces with the rest constant values of the geometric parameters.

But having used the method of investigation presented in a book [8], it was shown that the results obtained in a paper [9] differed in the main from the results given in [8]. It means that no one in the considered surfaces of revolution does not have maximum for the introduced criterion n , i.e. optimization of chosen geometric shape of surface of revolution under the criterion (1) does not make sense.

Minimum volume of inner space of shell with given area of its middle surface. This problem can be formulated by the following way: it is necessary to design a shell of revolution of the nodoid type with minimum area of surface under given volume in

advance [10]. It means to find the plane curve, i.e. the meridian, when its rotation forms the necessary middle surface of the shell of revolution of alternating gauss curvature. This criterion is recommended to use for designing atomic installations [11].

A condition of equi-strength. A condition of equi-strength of thin-walled shell of reservoir is assumed as a basis of analysis of drop-shaped reservoir for the liquid products [12]. Geometry of the middle surface of a shell is chosen on condition that tensile meridional and circular forces will be equal to each other and constant ($N_1 = N_2 = N = \text{const}$) under an action of designed load. It means that a condition

$$1/R_1 + 1/R_2 = \gamma(h + y)/N = pN$$

must be satisfied. This equation follows from the condition of equilibrium of a shell element (Laplace formula). Here R_1 and R_2 are radiuses of principle curvatures correspondingly in meridional and circular directions. The key designed load (inner pressure)

$$p = \gamma(h + y)$$

is a sum of hydrostatical pressure of liquid and uniform redundant pressure; y is the distance the peak from a considered point of the shell in the vertical direction; γ is a density of the product; h is a height of designed column of liquid.

This criterion was used, for instance, for a membrane chaotically reinforced composite shell [13]. The meridian of the shell is built through the points.

Forming of the single surface of revolution with two given parallels and having the given magnitudes of coefficients of the first fundamental form in the theory of surfaces. E. Annaberdyev [14] offers a method of selection of the single surface of revolution passing through given parallels and having the given magnitudes of coefficients of the first fundamental form in the theory of surfaces

$$ds^2 = Edu^2 + Gdv^2.$$

A surface of revolution cannot be designed when a finite number of its parallels is taken. A smooth meridian of the middle surface of shell of revolution is formed as a curve passing through two points and having the common tangents at the joints of the parallels for maintaining smoothness of the meridian.

Minimum-weight shell. This criterion is used rather often. For instance, comparison of the results of a strength analysis of membrane shells of revolution with an ellipsoid of revolution of variable and constant thickness is given in a paper [15]. Comparative analysis showed that the shells of minimum weight of variable thickness loaded by uniform inner pressure have some advantages.

Minimum weight of a shell with given in advance angles of inclination of tangents to the meridian on circle edges. Efforts to develop low-mass, high-strength aerospace structures have produced many efficient structural concepts. This criterion is used too in aerospace field. As a result, they derive optimal shape of the meridian and distribution of the thickness along the meridian. Several examples illustrating an application of this criterion are presented in a report [16]. The method makes use of linear membrane theory. Stroud W. Jefferson supposed that membrane theory greatly simplifies the calculations and appears to be sufficiently accurate for the type of shell problems considered. The method uses the strain energy of distortion yield condition of Von Mises to relate the stress resultant to the thickness. The mass as a function of the shape is expressed with the help of an integral. The integral is minimized by a Ritz procedure together with nonlinear mathematical programming method. Two types of shell shapes were considered: transition sections, which are open at both ends, and pressure-vessel heads, which are open at one end and closed at the other.

Minimum weight with step-function distribution of shell thickness. A methodology of optimal design of shells with step-function distribution of thickness, i.e. ribbed shells and shells with a discrete inner layer, is used for designing of shells of revolution of minimum weight with simultaneous guaranteeing strength, stability, and rigidity. This problem is solved in two stages [17]. At the first stage, the optimization problem consists in determination of the general dimensional parameters of shell, i.e. shape and constant thickness of the shell of minimum weight. The second stage gives a possibility to detail dimensional parameters of the shell. These design parameters describe the location and size of the ribs, the reinforcement parameters, etc. It is supposed that the thickness is changed from the center to the edges linearly, but is not changed along the parallels. The solution of the second stage is based on the results of the first stage calculation. A methodology of solution of the problem of the first stage for ribbed shells working in the geometrically nonlinear deformation stage uses the Galerkin method in finite element formulation.

In a paper [17], the effectiveness of the presented method of optimization is shown in comparison with methods offered by other researchers earlier. Such methods as the multidimensional continuous search or a method of the grid, the steepest descent method with a variable step, and a method based on a combination of the gradient method and the random search method have been chosen for a comparative analysis in [17].

Optimal distribution of thickness. In a paper [18], a problem on optimal distribution of thickness in an elastic shell loaded by external pressure and by self-weight under loss of bearing capacity restriction is studied. The same criterion is used by M. Serra [19] for membrane shells.

Optimal distribution of variable thickness in combined shells of revolution similar to equi-strength shells. There is a method of solution of problems of optimal distribution of constructional materials in combined elastic shells with taken geometrical nonlinearity into consideration when stationary value of the functional of additional energy of strain is criterion of quality. This criterion can be used for a non-thin shell under non-axisymmetric loading. In that case, the method of solution of problems of optimal distribution of constructional materials in a non-thin elastic orthotropic shell of revolution with given volume of material comes to the guarantee of minimum value of the functional of energy of strain. This criterion was illustrated on concrete examples in a dissertation [20]. The criterion can be used for the solution of important applied problems of analysis and optimization of elements of aircrafts and articles of constructive optics.

Minimum volume and expected strength under given load. Those who use this criterion raise a problem: it is necessary to find a shape of axisymmetric shell of revolution having minimum volume and this shell must be durable when bending moments are absent under action of inner pressure, dead weight, or centrifugal forces [21]. Methods of calculus of variations, the criterion of strength of Tresca, and expansion of the solution into a power series of the independent variable are used in the time of solution of the problem.

The absence of bending moments and tensile normal forces. Designers must secure the absence of bending moments and tensile normal forces in projected tensionless masonry domes. For these cases, the criterion used by M. Farshad [22] should be rather helpful. As the result of this study the meridional shape and thickness variation of a tensionless masonry dome was obtained.

Minimum weight of shell from quasi-brittle material with taking into account appearance and progress of cracks as a result of action of given minimum value of cycles. The most important task is a problem of optimization of shells from brittle material with due regard for initial defects and accumulation of damages [23]. But the most part of investigations on theory of optimal design is fulfilled without taking into consideration initial damages and assumptions of possibilities of appearance and progress of cracks. At first, problems of optimization with taking

into account appearance of cracks with given parameters in advance were studied but N.V. Banichuk with colleagues [23] already introduces a factor of incompleteness of information. In this paper, the authors [23] study the problem of finding axisymmetric shape of thin-walled momentless shell of revolution possessing minimum mass and answering the geometrical constraints, the constraints on the permissible number of cycles before destruction, if axisymmetric external actions are applied. The problem of finding of optimal shape of shell consists in determination of radii of parallels of the shell of revolution of constant thickness.

The given bearing capacity for optimal slope.

When it is necessary to ensure the given bearing capacity for optimal slope of shell, designer can avail oneself of the results presented in a paper [24] where this criterion is considered.

L.Yu. Stupishin [25] used the same criterion of optimality but he solved a problem on the basis of the principle of maximum of L.S. Pontryagin under buckling constraints.

Minimum volume of concrete and minimum weight of reinforcement of ellipsoidal shell of revolution with optimal rise (slope). This criterion practically coincides with the foregoing but it is used only for reinforced concrete shells. K.M. Gmirach with his colleagues [26] proposes to find an optimal shell rise under constant value of the radius of the foundation, i.e. an optimal ratio of the rise of an elliptical reinforced concrete shell of revolution to the radius of the foundation may be taken as the criterion of optimality. In a paper [26], three domes with different rise were analyzed. The stresses in the support ring, the total area of reinforcing, and the total expense of concrete were calculated. The results of investigations proved that application of elliptical reinforced concrete domes with a rise less than 11.5 m and with a 27 m diameter of the foundation is not rational, because the dome begins to work on tension instead of compression.

Given bearing capacity of combined shell under condition of dividing of its meridian into 5 sections that are approximated by circles of different radii. A meridian of a shell of revolution is divided into five section, every section is substituted for a curve outlined along a circle of R_i ($i = 1 - 5$) in radius. A numerical analysis of the shell is fulfilled with the application of standard formulae of a theory of thin shells. Having studied the obtained results, one can change one or several radii and repeat the analysis. These analyses are fulfilled several times until acceptable result will be. This method is described in a paper [27].

Minimum weight of the combined shell with given in advance bearing capacity. V.V. Toropov [28] solved a problem of minimization of weight of the combined axisymmetric shell structures with the application of the principle of stage parametrical optimization. The analysis of the structure under given set of the operated parameters of thickness of separate components of the shells was carried out by the finite difference energy method. A system of the interacting restrictions for stresses, displacements, and stability was approved.

On the basis of a complex search in a dissertation of V.G. Malakhov (2003) and in his paper [29], an algorithm of finding of a combined shell of revolution with optimal weight under strength constraint was devised when the thicknesses of the shell structures and the parameters of supporting rings are unknown design variables.

Weight constraint for a shell of conjugation of two shells of revolution. This criterion coincides practically with the foregoing criterion. In a paper [30], a numerical procedure of optimization of a shell of revolution connecting a cylinder to a sphere under internal pressure is offered. A procedure based on a direct variational method. An optimal shape of the shell of conjugation is determined under condition that its meridian is given by a function differentiable at least twice. The design is set up with respect to volume restriction, weight constraint and governing yield criterion. The shell of conjugation can have variable thickness and has the same strength as that of an unpierced sphere subjected to internal pressure.

An approach to problem, presented in a paper [30], can be applied for shells of smooth conjugation with conic and cylindrical midsurfaces, brought in a paper [31], where meridians are taken in the form of the section of the sinusoid.

The minimization of the volume of the shell material, the maximization of the fundamental natural frequency, the minimization of the maximum stresses, and the minimization of the maximum displacement. This criterion of optimality is given in a paper "Sensitivity analysis and optimal design of thin shells of revolution" [32]. Stress-strain state of axisymmetric shells of revolution under action of arbitrary loads is determined in classical formulation of Love – Kirchhoff with the help of FEM. The criterion was approved for conic, cylindrical, and compound cylindrical-and-conical shells. The objective of the design is the minimization of the volume of the shell material, the maximization of the fundamental natural frequency, the minimization of the maximum stresses, or the minimization of the maximum displacement. The constraint functions are the displacements, stresses,

enclosed volume of the structure, volume of shell material or the natural frequency of a specified mode shape.

G.I. Belikov, A.A. Tarasov [33] solved a problem of increasing of the lowest frequency of natural oscillations with the help of change of the geometrical parameters and the form of meridian of hyperbolic cooling towers with taking into consideration influence of self-weight on the stress-strain state of the shell.

Solving the problems of optimization, they used a method of relaxation with correction of the vector of solution for every iteration. By the way, G.I. Belikov derived that demands to shell about frequency of natural vibrations are well coordinated with strength constraint [34].

The same criterion is used in a dissertation [35] where problems of optimization of a shell of minimum mass are considered with constraints on maximum stresses or displacements, on minimal natural frequencies and on the geometrical parameters when the natural frequencies depend on preliminary loading.

Maximum of the buckling load capacity when a volume of the barrel-shaped shell is given in advance. In a paper [36], barrel-shaped shells with fixed

opposite edges subjected to axial compression are examined under buckling constraints. For this case, optimal curvature of the meridian of the middle surface of shell of revolution under action of maximum critical load is found when its volume is given in advance

Minimum normal stresses in shells of revolution with the same overall dimensions, boundary conditions, and external load. Several shells of revolution, the middle surfaces of which are formed by convex or concave in one side meridians, are taken for consideration. Then, it is necessary to choose the constants in the parametrical equations of these surfaces in order to receive the same overall dimensions of the shells. Then, they obtain the parameters of stress-strain state of the selected shells; make proper graphic representations of displacements, bending moments, normal and shearing forces, and compute maximum normal stresses in appointed sections. At the last stage, they find minimum values from maximum values of normal stresses and that shell is considered as optimal one. In a paper [37], this criterion was approved after the example of five shells of revolution of negative curvature (Figure).

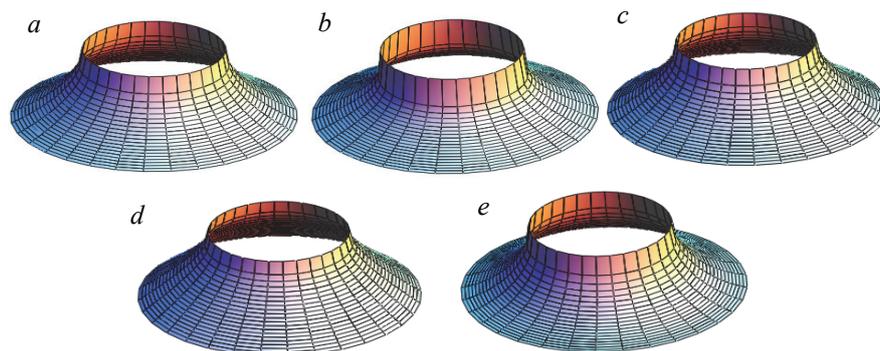


Figure. Five types of surfaces of revolution:

a – a catenoid; *b* – a surface of revolution of the fourth order parabola; *c* – a surface of revolution of the second order parabola; *d* – a one sheet hyperboloid of revolution; *e* – a globoid

The investigation of B. Nick [38], conducted with 5 types of domes (spherical, elliptical, parabolic, hyperbolic domes, and combined domes with middle surfaces, consisting of hyperbolic and parabolic surfaces), was realized with the application of the same criterion. He insists that a dome formed from the lower hyperbolic dome and the upper paraboloid of revolution is the best of all.

Maximum of inside blast pressure. Now, the protection of erections from the terrorist attacks and, thus, search of effective structural shapes to mitigate the blast energy is very important problem. The influence of inside blast pressure is studied for six shapes of domes of the same weight and thickness in a paper [39]. The study

shows that the parabolic and bowl shape of domes could withstand the blast load with least top displacement.

Minimum expenditures for making, transport, assembling, and exploitation of combined reinforced concrete shells. This criterion was presented in a paper [40]. The height of a combined reinforced concrete dome and the parameter describing the form of combined shells were taken as the modified guided parameters. A shell made of unified plates with the dimensions of 3×6 m in the form of spherical surface was considered as an example.

Minimum cost under minimal values of variable rise and thicknesses in the apex and at the support. This algorithm of optimization is a method of

selection which gives minimum cost of building of shell structure under strength constraints.

A method of selection is decrease of permissible initial thicknesses until stresses and deformations in shell do not achieve the allowable tensile stresses and the allowable deformation under compression. This process is put into effect with changing shell rise from maximum height till minimal height. The value of decided parameters giving the minimum cost will be taken as optimal solution.

A cost restriction is total cost of reinforced concrete shell, cost of external and inner finishing layers. This minimization must be limited by technical demands of safety. A cost restriction is represented by three group restrictions that limit the minimization of design variables that are strength constraints of material, minimum thickness restriction, and restriction of the minimum height which must be functionally required.

In a dissertation [41], the computer program for optimization of a spherical shell is presented and approved. Data generation includes the constant shell span (D) and variable parameters of a process of optimization, i.e. the shell rise (h), the initial shell thickness (t_c) at the peak and at the support (t_s). The program of optimal analysis consists of two parts [41]. The first part contains data generation. This part non-linearly analyses a shell with taking in consideration the self-weight and live load (snow and wind load). The second part uses the method of selection. This part offers optimal analysis of a shell, i.e. it finds optimal thickness at the shell peak and at the support that are variables in the cost restriction. Finally, the cost of the shell of revolution is calculated.

The results of the second part are used again as the data generation for the first part but with new geometrical parameters (h , t_c , t_s) and again it is necessary to revert to the second part, and so on.

The total cost of a reinforced concrete dome with minimum normal stresses and minimum constant thickness. This criterion is introduced in a paper [4], where a dome with reinforcement in both meridional direction and hoop direction is under consideration. The criterion is illustrated for three spherical domes with diameters equal to 6 m, 20 m, and 45 m. The total cost consists of the cost of reinforcing steel and concrete. For optimization of dome structure dynamic programming method is used.

Conclusions

V.V. Novozhilov was one of the first who began to seek for a shell of revolution with the most advantageous indices of stress-strain state. In particular, examining four different domes viz spherical, parabolic, half-elliptical, and the lesser part of elliptical, he determined that a dome in the form of the lesser part of ellipsoid of revolution was the most advantageous one because it can work as momentless shell with comparatively slight

rigidity of the support contour. Membrane strength theory of shells subjected to dead load was used.

V.G. Malakhov [20] shows that yearly number of publications devoted to optimal design of shells remains rather great during the last ten years. It points at stable interest of researchers in problems of optimal designing. Considerably less works are devoted to optimal designing of thick shells.

After the first results of shell optimization since 1960 till present time, interest in establishment of criteria of optimality and in solution of optimization problems increases under conditions of regularly increasing requirements for creation of optimal shells of revolution for different branches of human activity. Before the beginning of subsequent investigations, it is necessary to study previous results of using of criteria of optimality. This review paper can help in studying of existing criteria.

In this paper, criteria of optimality for composite shells of revolution are not presented. Those who are interested in this problem can begin with a book [42] with 73 references, where criteria of optimality of shell structures from reinforced composite materials are enumerated or with more late works [43; 44] and with a work [45] containing 88 references, where laminated composite and sandwich plates and shells are considered.

References

1. Noor A.K. (1990). Bibliography of books and surveys on shells. *AMR*, 43(9), 223–234.
2. Zarutzkiy V.A., Sivak V.F. (1999). Experimental investigations of dynamic of shells of revolution. *Prikl. Meh. (Kiev)*, 35(3), 3–11 (In Russ.)
3. Krivoshapko S.N., Mamieva I.A. (2012). *Analiticheskie poverhnosti v arhitekture zdaniy, konstruktivny i izdeliy [Analytical Surfaces in Architecture of Buildings, Structures, and Products]*. Moscow: LIBROCOM Publ. (In Russ.)
4. Prabhavati P., Vankudre S.B., Varur Veeresh. (2014). Optimization of RCC Dome. *International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT)*, 3(6), 1515–1519.
5. Stadler W., Krishnan V. (March 1989). Natural structural shapes for shells of revolution in the membrane theory of shells. *Structural Optimization*, 1(1), 19–27.
6. Abramov N.I., Aleksandrov V.T. (1989). On using mathematical methods of optimization in designing. *Stroit. Meh. i Raschet Soor.*, (4), 40–41. (In Russ.)
7. Furunjiev R.I., Guglya V.A., Furunjiev R.I. (1987). *SAPR ili kak EVM pomogaet konstruktoru [System of automated design or the help of computer to designer]*. Minsk: Vysheishaya shkola Publ. (In Russ.)
8. Mihailenko V.E., Obuhova V.S., Podgorniy A.L. (1972). *Formoobrazovanie obolochek v arhitekture [Shell Forming in Architecture]*. Kiev. (In Russ.)
9. Krivoshapko S.N., Emel'yanova Yu.V. (2006). On a problem of surface of revolution with geometrically optimal rise. *Montazh. i Spetz. Raboty v Stroit.*, 2, 11–14. (In Russ.)
10. Kreychman M.M. (1982). *Research of stress-strain state of shells of nodoid type loaded by non-axisymmetrical load quickly changing*. Kazan: Kazan. un-t. (In Russ.)

11. Gorodov G.F., Gagarin Yu.A., Mitenkov F.M., Pichkov S.N. (2000). The application of nodoid and unduloid shells for the design of atomic installations. *Prikl. Probl. Prochnosti i Plastichnosti*, (61), 61–63 (In Russ.)
12. Krivoshapko S.N. (1998). Drop-shaped, catenoidal and pseudo-spherical shells. *Mont. i Spetz. Raboty v Stroitelstve*, (11–12), 28–32. (In Russ.)
13. Alehin V.V. (1979). Construction of equal strength shells of revolution. *Mat. Modeli i Vychisl. Metody Meh. Sploshn. Sredy*, 77–84. (In Russ.)
14. Annaberdyev E. (1971). On one method of determination of the single surface of revolution passing through two given circles. *Kibernetika Grafiki i Prikl. Geom. Poverhnostey*, VIII(231), 47–48. (In Russ.)
15. Stolyarchuk V.A. (1977). The determination of form of certain class of shells of revolution of minimal weight loaded by inner uniform pressure. *Prikl. Problemy Prochnosti i Plastichnosti*, (7), 104–108 (In Russ.)
16. Stroud W.J. (February 1971). *Minimum-mass isotropic shells of revolution subjected to uniform pressure and axial load* (Report No. NASA TN D-6121). NASA Langley Research Center Hampton.
17. Stupishin L., Nikitin K., Kolesnikov A., Altuhov F. (2017). Optimal design of shells with step-function distribution of thickness. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 7(2), 231–240. Retrieved from <http://ijocce.iust.ac.ir/article-1-295-en.html>
18. Kosmodemianskiy A.S., Tataranova O.P. (1981). Natural vibrations of complex shell system. *Dokl. AN USSR*, 5, 50–53. (In Russ.)
19. Serra M. (2010). Design of Membrane Shells of Revolution with Optimal Stiffness. *Mechanics Based Design of Structures and Machines*, 38(4), 403–416.
20. Malakhov V.G. (2003). *Optimization of Shells of Revolution* (Dis. kand. fiz.-mat. nauk). Kazan: IMM KazNTz RAN. (In Russ.)
21. Kruzelecki J. (1979). Pewne problemy kształtowania powłok osiowo-symetrycznych w stanie blonowym. *Mechanica teoretyczna i stosowana*, 17(1), 75–92. (In Polish.)
22. Farshad M. (1977). On the shape of momentless tensionless masonry domes. *Build. and Environ.*, 12(2), 81–85.
23. Banichuk N.V., Ivanova S.Yu., Makeev E.B., Sinitzin A.V. (2005). Some problems of optimal design of shells with paying attention to accumulation of damages. *Problemy Prochnosti i Plastichnosti*, 67, 46–59. (In Russ.)
24. Dehtyar A.S. (1975). The optimal shell of revolution. *Stroit. Meh. i Raschet Soor.*, (2), 11–15. (In Russ.)
25. Stupishin L.Yu. (1993). *Investigation of optimal forms of shallow shells of revolution with the help of the principle of maximum of L.S. Pontryagin*. Kursk: KPI Publ. (In Russ.)
26. Gmirach K.M., Kozlov A.V., Proskurov R.A. (2017). Selection of optimal parameters of elliptical reinforced concrete shell of revolution. *International Research Journal*, (2–56–3), 100–104. (In Russ.)
27. Polivanov A.A. (2009). Calculation of optimal geometrical characteristics of shell structures under static loading. *Sovremennye Problemy Nauki i Obrazovaniya*, (6–3). Retrieved from <http://www.science-education.ru/ru/article/view?id=1442>. (In Russ.)
28. Toropov V.V. (1979). Weight optimization of combined shells of revolution on condition of strength, rigidity, and stability. *Prikl. Problemy Prochnosti i Plastichnosti: Vses. Mezhd. Sb.*, 13, 122–127. (In Russ.)
29. Malakhov V.G. (1999). Search of optimal thickness of non-thin shell of revolution. *Mehanika obolochek i plastin: sb. dokl. XIX Mezhd. konf. po teorii obolochek i plastin*, 135–140. (In Russ.)
30. Diallo Boubacar, Ellyin Fernand. (February 1983). Optimization of connecting shell. *Journal of Engineering Mechanics*, 109(1). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1983\)109:1\(111\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1983)109:1(111))
31. Krivoshapko S.N. (2005). Model surfaces of connecting fragments of two pipe lines. *Montazhn. i spetz. raboty v stroitelstve*, (10), 25–29. (In Russ.)
32. Mota Soares C.M., Mota Soares C.A., Barbosa J. Infante. (1992). Sensitivity analysis and optimal design of thin shells of revolution. *4th AIAA/USAF/NASA/OAI Symp. Multidiscip. Anal. and Optimiz., Cleveland, Ohio, Sept. 21–23, 1992: Collect. Techn. Pap.*, (2), 701–709.
33. Belikov G.I., Tarasov A.A. (1982). Optimization of geometrical parameters of hyperbolic cooling towers when natural vibration. *Stroit. Meh. i Raschet Soor.*, (4), 12–15. (In Russ.)
34. Belikov G.I. (2012). Optimization of topology of a hyperboloid of rotation on condition of strength and rigidity. *Vestnik VolgGASU. Ser. Stroitelstvo i Arhitektura*, (29), 110–114. (In Russ.)
35. Ermolaev N.V. (1984). *Compound shells of revolution of minimal mass with limitation for natural frequencies, stresses, and displacements* (Dis. kand. tekhn. nauk). Gorkiy. (In Russ.)
36. Blachut J. (1987). Optimal barrel-shaped shells under buckling constraints. *AIAA Journal*, 25(1), 186–188.
37. Krivoshapko S.N., Ivanov V.N. (2018). Catenoidal shells. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitel'stvo*, (12), 7–13. (In Russ.)
38. Nick B. (2017). Search for dome. *3D Warehouse*. Trimble Inc., The Netherlands.
39. Ram Ranjan Sahu, Pramod Kumar Gupta. (2015). Blast Diffusion by Different Shapes of Domes. *Defense Science Journal*, 65(1), 77–82.
40. Skladnev N.N., Zhukovskiy E.Z. Sharshukova L.M. (1989). Optimization of shells on a base of system analysis and numerical methods. *Stroit. Meh. i Raschet Soor.*, (1), 9–13. (In Russ.)
41. Al-Khattab Salim Abdul-Razzak. (2005). Optimization of shells of revolution from materials having different mechanical characteristics for tension and pressure (Dis. kand. tekhn. nauk). Moscow. (In Russ.)
42. Obratztov I.F., Vasil'ev V.V., Bunakov V.A. (1977). *Optimal'noe armirovanie obolochek vrascheeniya iz kompozitsionnih materialov [Optimal Reinforcement of Shells of Revolution from Composite Materials]*. Moscow: Mashinostroenie Publ. (In Russ.)
43. Karpov Ya.S., Gagauz P.M. (2010). *Proektirovanie obolochek vrascheeniya iz kompozitsionnih materialov [Designing of Shells of Revolution from Composite Materials]*. Kharkov: Natz. aero-kosm. un-t "Kharkov. aviatz. in-t". (In Russ.)
44. Elsayed Fathallah. (May 2019). Finite element modelling and multi-objective optimization of composite submarine pressure hull subjected to hydrostatic pressure. *Materials Science Forum*, 953, 53–58. doi: 10.4028/www.scientific.net/MSF.953.53
45. Kanak Kalita, Tanmoy Mukhopadhyay, Partha Dey, Salil Haldar. (May 2019). Genetic programming assisted multi-scale optimization for multi-objective dynamic performance of laminated composites: the advantage of more elementary-level analyses. *Neural Computing and Applications*.

Оптимальные оболочки вращения и основные критерии оптимальности

С.Н. Кривошапко¹

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

Ключевые слова:

критерий оптимальности;
оптимизационная задача;
оболочка вращения;
купол;
оболочка минимального веса

Аннотация

Цели. Критерий оптимальности – признак, на основании которого производится сравнительная оценка возможных альтернатив и выбор наилучшего решения. Критерием выбора оптимальной формы оболочки вращения может быть ее стоимость, минимальный вес, отсутствие изгибающих моментов и растягивающих нормальных усилий, заданное напряженное состояние для действующей внешней нагрузки, заданная несущая способность при оптимальной пологости, максимальная внешняя нагрузка, минимальный вес при ограничениях на значения собственной частоты колебаний и максимальных перемещений, отсутствие изгибающих моментов при учете внутреннего давления, собственного веса и центробежных сил, максимум критической нагрузки и многое другое. Выбрать приемлемый критерий оптимальности оболочки вращения – цель настоящего исследования.

Методы. В статье представлены основные критерии оптимальности для оболочек вращения и источники получения информации за период с 1970 по 2019 г., что поможет изучить предшествующие результаты по использованию критериев оптимальности и приступить к дальнейшим изысканиям. Однако единого подхода к определению оптимальной оболочки вращения нет и, по-видимому, не будет. Для каждого конкретного случая нагружения, или распределения напряжений по толщине, или требований к отношению объема и площади поверхности рассматриваемой оболочки, к учету различного вида расходов и других требований необходимы свои критерии оптимальности.

Результаты. Впервые представлены 24 критерия оптимальности, применяемые для оболочек вращения. Указаны ученые, предложившие эти критерии, и даны соответствующие ссылки на 45 источников информации, в которых описываются рассматриваемые критерии. Показано, что принципы, положенные в основу оптимального проектирования, должны быть изложены с помощью языка, понятного компьютерам. Используя материалы статьи, проектировщики могут выбрать критерии для своего собственного проекта оптимальной формы оболочки.

История статьи:

Поступила в редакцию: 3 мая 2019 г.
Доработана: 3 июня 2019 г.
Принята к публикации: 10 июня 2019 г.

Для цитирования

Krivoshapko S.N. Optimal shells of revolution and main optimizations (Оптимальные оболочки вращения и основные критерии оптимальности) // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 3. С. 201–209. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-201-209>

Список литературы

1. Noor A.K. Bibliography of books and surveys on shells // AMR. 1990. Vol. 43. No. 9. Pp. 223–234.
2. Заруцкий В.А., Сивак В.Ф. Экспериментальные исследования динамики оболочек вращения // Прикл. мех. (Киев). 1999. Т. 35. № 3. С. 3–11.
3. Кривошапко С.Н., Мамиева И.А. Аналитические поверхности в архитектуре зданий, конструкций и изделий: монография. М.: ЛИБРОКОМ, 2012. 328 с.
4. Prabhavati P., Vankudre S.B., Varur Veeresh. Optimization of RCC Dome // International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT). 2014. Vol. 3. Issue 6. Pp. 1515–1519.
5. Stadler W., Krishnan V. Natural structural shapes for shells of revolution in the membrane theory of shells //

Structural Optimization. March 1989. Vol. 1. Issue 1. Pp. 19–27.

6. Абрамов Н.И., Александров В.Т. Об использовании математических методов оптимизации в проектировании // Строительная механика и расчет сооружений. 1989. № 4. С. 40–41.

7. Фурунжиев Р.И., Гугля В.А., Фурунжиев Р.И. САПР, или как ЭВМ помогает конструктору. Минск: Вышэйшая школа, 1987. 208 с.

8. Михайленко В.Е., Обухова В.С., Подгорный А.Л. Формообразование оболочек в архитектуре. Киев, 1972. 208 с.

9. Кривошапко С.Н., Емельянова Ю.В. К вопросу о поверхности вращения с геометрически оптимальной стрелой подъема // Монтажные и специальные работы в строительстве. 2006. № 2. С. 11–14.

10. Крейчман М.М. Исследование НДС оболочек нодоидного типа, нагруженных несимметричной быстро изменяющейся нагрузкой. Казань: Казан. ун-т, 1982. 15 с.

11. Городов Г.Ф., Гагарин Ю.А., Митенков Ф.М., Пичков С.Н. Использование нодоидных и ундулоидных

Благодарности. Публикация подготовлена при поддержке Программы РУДН «С-100».

Конфликт интересов. Автор подтверждает, что содержание этой статьи не имеет конфликта интересов.

¹ Кривошапко Сергей Николаевич, доктор технических наук, профессор, департамент строительства, Инженерная академия, krivoshapko-sn@rudn.ru

оболочек при проектировании ядерных установок // Прикл. пробл. прочности и пластичности. 2000. № 61. С. 61–63.

12. Кривошапко С.Н. Каплевидные, катеноидальные и псевдосферические оболочки // Монтажные и специальные работы в строительстве. 1998. № 11–12. С. 28–32.

13. Алехин В.В. Проектирование равнопрочной безмоментной оболочки вращения // Мат. модели и вычисл. методы мех. сплош. среды. Красноярск: КГУ, 1979. С. 77–84.

14. Аннабердыев Э. Об одном способе выделения единственной поверхности вращения среди всевозможных, проходящих через данные окружности // Кибернетика графики и прикл. геометрия поверхностей. 1971. Т. VIII. Вып. 231. С. 47–48.

15. Столярчук В.А. Определение формы некоторого класса оболочек вращения минимального веса, нагруженных внутренним равномерным давлением // Прикл. проблемы прочности и пластичности. 1977. № 7. С. 104–108.

16. Stroud W.J. Minimum-mass isotropic shells of revolution subjected to uniform pressure and axial load: Report № NASA TN D-6121 / NASA Langley Research Center Hampton. February 1971. 43 p.

17. Stupishin L., Nikitin K., Kolesnikov A., Altuhov F. Optimal design of shells with step-function distribution of thickness // International Journal of Optimization in Civil Engineering. 2017. Vol. 7. No. 2. Pp. 231–240.

18. Космодемьянский А.С., Татаранова О.П. Собственные колебания сложной оболочечной системы // Докл. АН УССР. 1981. № 5. С. 50–53.

19. Serra M. Design of Membrane Shells of Revolution with Optimal Stiffness // Mechanics Based Design of Structures and Machines. 2010. Vol. 38. Issue 4. Pp. 403–416.

20. Малахов В.Г. Оптимизация оболочек вращения: дис. ... канд. физ.-мат. наук. Казань: ИММ КазНЦ РАН, 2003.

21. Kruzelecki J. Pewne problemy kształtowania powlok osiowo-symetrycznych w stanie blonowym // Mechanica teoretyczna i stosowana. 1979. Т. 17. № 1. S. 75–92.

22. Farshad M. On the shape of momentless tensionless masonry domes // Build. and Environ. 1977. Vol. 12. No. 2. Pp. 81–85.

23. Баничук Н.В., Иванова С.Ю., Макеев Е.В., Синицын А.В. Некоторые задачи оптимального проектирования оболочек с учетом накопления повреждений // Проблемы прочности и пластичности. 2005. Вып. 67. С. 46–59.

24. Дехтярь А.С. Оптимальная оболочка вращения // Строительная механика и расчет сооружений. 1975. № 2. С. 11–15.

25. Ступишин Л.Ю. Исследование оптимальных форм пологих оболочек вращения с помощью принципа максимума Л.С. Понтрягина. Курск: КПИ, 1993. 14 с.

26. Гмирач К.М., Козлов А.В., Проскуров Р.А. Подбор оптимальных параметров эллипсоидной железобетонной оболочки вращения // Международный научно-исследовательский журнал. 2017. № 2 (56). Ч. 3. С. 100–104.

27. Поливанов А.А. Расчет оптимальных геометрических характеристик оболочечных конструкций при статическом нагружении // Современные проблемы науки и образования. 2009. № 6–3. URL: <http://www.science-education.ru/ru/article/view?id=1442> (дата обращения: 17.04.2019).

28. Торопов В.В. Весовая оптимизация составных оболочек вращения из условий прочности, жесткости и устойчивости // Прикл. проблемы прочности и пластичности: Всес. межвуз. сб. Горьк. ун-т, 1979. Вып. 13. С. 122–127.

29. Малахов В.Г. Поиск оптимальной толщины нетонкой оболочки вращения // Механика оболочек и пластин: сборник докл. XIX Межд. конф. по теории оболочек и пластин. Нижний Новгород: Изд-во ННГУ, 1999. С. 135–140.

30. Diallo Boubacar, Ellyin Fernand. Optimization of connecting shell // Journal of Engineering Mechanics. February 1983. Vol. 109. Issue 1. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1983\)109:1\(111\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1983)109:1(111))

31. Кривошапко С.Н. Модельные поверхности соединительных участков двух трубопроводов // Монтажные и специальные работы в строительстве. 2005. № 10. С. 25–29.

32. Mota Soares C.M., Mota Soares C.A., Barbosa J. Infante. Sensitivity analysis and optimal design of thin shells of revolution // 4th AIAA/USAF/NASA/OAI Symp. Multidiscip. Anal. and Optimiz., Cleveland, Ohio, Sept. 21–23, 1992: Collect. Techn. Pap. Pt 2. Washington (D.P.), 1992. Pp. 701–709.

33. Беликов Г.И., Тарасов А.А. Оптимизация геометрических параметров гиперболических градилен при собственных колебаниях // Строительная механика и расчет сооружений. 1982. № 4. С. 12–15.

34. Беликов Г.И. Оптимизация топологии гиперболоида вращения по условиям прочности и жесткости // Вестник ВолгГАСУ. Серия: Строительство и архитектура. 2012. № 29. С. 110–114.

35. Ермолаев Н.В. Составные оболочки вращения минимальной массы с ограничениями на собственные частоты, напряжения и перемещения: дис. ... канд. техн. наук. Горький, 1984. 193 с.

36. Blachut J. Optimal barrel-shaped shells under buckling constraints // AIAA Journal. 1987. Vol. 25. No. 1. Pp. 186–188.

37. Кривошапко С.Н., Иванов В.Н. Катеноидные оболочки // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 12. С. 7–13.

38. Nick B. Search for dome // 3D Warehouse. The Netherlands: Trimble Inc., 2017.

39. Ram Ranjan Sahu, Pramod Kumar Gupta. Blast Diffusion by Different Shapes of Domes // Defense Science Journal. 2015. Vol. 65. No 1. Pp. 77–82.

40. Складнев Н.Н., Жуковский Э.З., Шаршукова Л.М. Оптимизация оболочек на основе системного анализа и численных методов // Строительная механика и расчет сооружений. 1989. № 1. С. 9–13.

41. Аль-Кхаттаб Салим Абдул-Раззак. Оптимизация оболочек вращения из материалов, по-разному сопротивляющихся растяжению и сжатию: дис. ... канд. техн. наук. М., 2005, 153 с.

42. Образцов И.Ф., Васильев В.В., Бунаков В.А. Оптимальное армирование оболочек вращения из композиционных материалов. М.: Машиностроение, 1977. 144 с.

43. Карнов Я.С., Гагауз П.М. Проектирование оболочек вращения из композиционных материалов: учеб. пособие. Харьков: Нац. аэро-косм. ун-т «Харьк. авиац. ин-т», 2010. 64 с.

44. Elsayed Fathallah. Finite element modelling and multi-objective optimization of composite submarine pressure hull subjected to hydrostatic pressure // Materials Science Forum. May 2019. Vol. 953. Pp. 53–58. doi: 10.4028/www.scientific.net/MSF.953.53

45. Kanak Kalita, Tanmoy Mukhopadhyay, Partha Dey, Salil Haldar. Genetic programming assisted multi-scale optimization for multi-objective dynamic performance of laminated composites: The advantage of more elementary-level analyses // Neural Computing and Applications. May 2019. 45 p.

UDC 669.018-419.8(035)
DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-3-210-218

RESEARCH PAPER

Geometric modelling and materially nonlinear numerical analysis of shells in the shape of one-sheet hyperboloid of revolution

Mathieu Gil-oulbé¹, Muhannad Jazzan², Jaafar Qbaily³

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

Keywords:

hyperboloids of revolution;
materially nonlinear numerical analysis;
finite elements linear analysis;
finite elements nonlinear analysis;
geometric modeling

Article history:

Received: March 12, 2019
Revised: May 14, 2019
Accepted: June 10, 2019

For citation

Gil-oulbé M., Jazzan M., Qbaily J. (2019). Geometric modelling and materially nonlinear numerical analysis of shells in the shape of one-sheet hyperboloid of revolution. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(3), 210–218. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-210-218>

Abstract

Aims of research. A surface of revolution is generated by rotation of a plane curve $z = f(x)$ about an axis Oz called the axis of rotation. This paper provides information on hyperboloids of revolution surfaces and their classification. Their geometric modeling, linear and materially nonlinear analysis are worked out.

Methods. Hyperboloids of revolution middle surface is plotted using the software MathCAD. The linear and materially nonlinear numerical analyses of thin shells of the shape of an hyperboloid of revolution surfaces on stress-strain state is given in this paper, using the finite elements method in a computer software R-FEM, the material which we use in our model is concrete with isotopic nonlinear 2D/3D stress-strain curve for materially nonlinear analysis and linear stress-strain curve for linear analyses. Comparison is done with the result of the finite elements linear analysis of their strain-stress results.

Results. That displacements in the investigated shells subject to self-weight, wind load with materially nonlinear analysis are bigger than which done by linear analysis, in the other side the displacements is similarity subjected to free vibration load case. Based on these results, conclusions are made for the whole paper.

Introduction

A surface of revolution is generated by rotation of a plane curve $z = f(x)$ about an axis Oz called the axis of rotation of that surface. The resulting surface therefore always has azimuthal symmetry. Hence, an explicit equation of a surface of revolution can be presented in the following form

$$z = f(r) = f\left(\sqrt{x^2 + y^2}\right), \quad (1)$$

where $r = \sqrt{x^2 + y^2}$ is the distance of a point of the surface from the axis of rotation.

Right cylindrical and conical surfaces are examples of surfaces generated by a straight line when the

line is coplanar with the axis, as well as hyperboloids of one sheet when the line is skew to the axis. A sphere is a surface of revolution of a circle around an axis that passes through the center of the circle. If the circle is rotated about a coplanar axis, not crossing the circumference, then it generates a torus.

Meridians are the lines of intersections of a surface of revolution with planes passing through an axis of rotation. All meridians of one surface of revolution are congruent to the rotated curve. A plane passing through the axis of the surface of revolution is called the meridian plane. It is the plane of symmetry of the surface. Any surface of revolution has the infinite number of planes of symmetry. Parallels are the lines of intersection of the surface with planes orthogonal to an axis of rotation. Meridians and parallels of a surface of revolution are the lines of principal curvatures. Any normal of surfaces of revolution intersects its axis of rotation. A surface of revolution having more than one axis of rotation is a sphere or a plane.

Tangents to all meridians in the points located on one parallel circle are lines on the tangent conical

¹ Mathieu Gil-oulbé, PhD in Technical Science, Associate Professor, Department of Civil Engineering, Engineering Academy, gil-oulbem@hotmail.com

² Muhannad Jazzan, Master's Degree Student, Department of Civil Engineering, Engineering Academy.

³ Jaafar Qbaily, Master's Degree Student, Department of Civil Engineering, Engineering Academy.

© Gil-oulbé M., Jazzan M., Qbaily J., 2019



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

(or cylindrical) surface of revolution, which is created by the revolution of the tangent about the axis of the rotation. A vertex of the tangent conical surface is located on the axis of revolution. A parallel is called the neck circle, if tangent planes to the surface of revolution in the points on this circle are parallel to the axis of revolution and the tangent cylindrical surface is located inside the surface of revolution. A parallel is called the equator circle, if tangent planes to the surface of revolution in the points on this circle are parallel to the axis of revolution and the tangent cylindrical surface is located outside the surface of revolution. A parallel is called the crater circle, if tangent plane to the surface of revolution in the points on this circle is perpendicular to the axis of revolution and normal to the surface of revolution in the points of this parallel are parallel to the axis of revolution and form the normal cylindrical surface.

Umbilical points of a surface of revolution are placed on those latitudes on which a center of curvature of a meridian is located on the axis of rotation. Sphere is umbilical surface. Under Alexis-Claude Clairaut theorem, the product of a radius of a parallel into cosines of an angle of intersection of the geodesic line with the parallel is constant along the geodesic line.

A surface of revolution admits bending into another surface of revolution and a net of lines of principal curvatures is remained. Parametrical equations of arbitrary surface of revolution are

$$r = r(r, \beta) = r \cdot \sin(\beta) \cdot i + r \cdot \cos(\beta) \cdot j + f(r) \cdot k. \quad (2)$$

Assume an equation of a meridian in the form $r = r(\alpha)$ where α is the angle of the normal to the surface passing through a given point with the axis of rotation (Figure 1) then $r = R_2 \sin(\alpha)$.

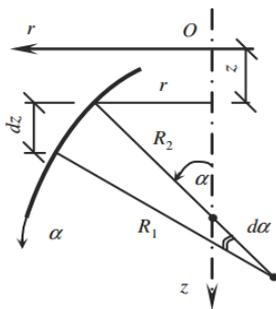


Figure 1. Kinematics of generating of a surface of revolution

Coefficients of the fundamental forms of the surface of revolution can be obtained with the help of formulas:

$$A = A(\alpha) = R_1(\alpha),$$

$$B = B(\alpha) = r = R_2 \cdot \sin(\alpha),$$

$$F = 0, L = R_1(\alpha), M = 0, N = R_2 \cdot \sin(\alpha), \quad (3)$$

where R_1 is the principal radius of curvature of the meridian that is the coordinate line of α , R_2 is the principal radius of curvature of the parallel.

The lines $\alpha = \text{const}$ are parallels and the lines $\beta = \text{const}$ are meridians. If an equation of a meridian is given in the form $r = r(z)$ (Figure 1) then an equation of a surface of revolution can be written with the help of three scalar equations:

$$x = r \cdot \sin(\beta), y = r \cdot \cos(\beta), z = z, \quad (3')$$

where $r = r(z)$ is a function that determines the shape of the meridian (a profile curve); β is the angle of rotation of the plane of the meridian and then

$$A = \sqrt{1 + r'^2}, F = 0, B = r(z),$$

$$k_1 = \frac{1}{R_1} = -\frac{r'}{(1+r'^2)^{3/2}}, k_2 = \frac{1}{R_2} = -\frac{1}{r \cdot \sqrt{1+r'^2}}, \quad (3'')$$

where the derivatives with respect to z are denoted by primes; k_1, k_2 are principal curvatures of the surface.

Normal curvature of a surface in the direction of the meridian is equal to a curvature of the meridian, i.e., k_1 . Meridians of surface of revolution are geodesic lines. Catenoid is the only one minimal surface of revolution. One-sheet hyperboloid of revolution, right circular cylinder and right circular cone are the only ruled surfaces. The last two surfaces are the only developable surface of revolution. If a beginning and an end of unclosed rotated line are placed on an axis of rotation, then the surface of revolution will be the closed one.

1. Geometric Modeling

One-sheet hyperboloid of revolution is generated by the rotation of hyperbola about the z -axis (Figure 2, a). These are *twice ruled surface*.

$$\frac{x^2}{a^2} - \frac{z^2}{c^2} = 1. \quad (4)$$

Thorough every point of the surface, two straight lines, lying on the hyperboloid, pass (Figure 2, b). A hyperboloid can be constructed by rotation of a generatrix straight line about the z -axis but the straight generatrix and the axis are skew lines (Figure 2, c and d). The surface is the only one *ruled surface of revolution of negative Gaussian curvature*. The parallel lying in a plane $z = 0$ has a radius $r = a$ and is called a *waist circumference* that represents a geodesic line. All of the rest of the geodesic lines besides the equator go from infinity coming.

Nearer to the equator. One of them intersects the equator and goes to other half of the surface but others do not reach the equator and touching the some parallel, turn back; the third geodesic lines come nearer asymptotically to the equator.

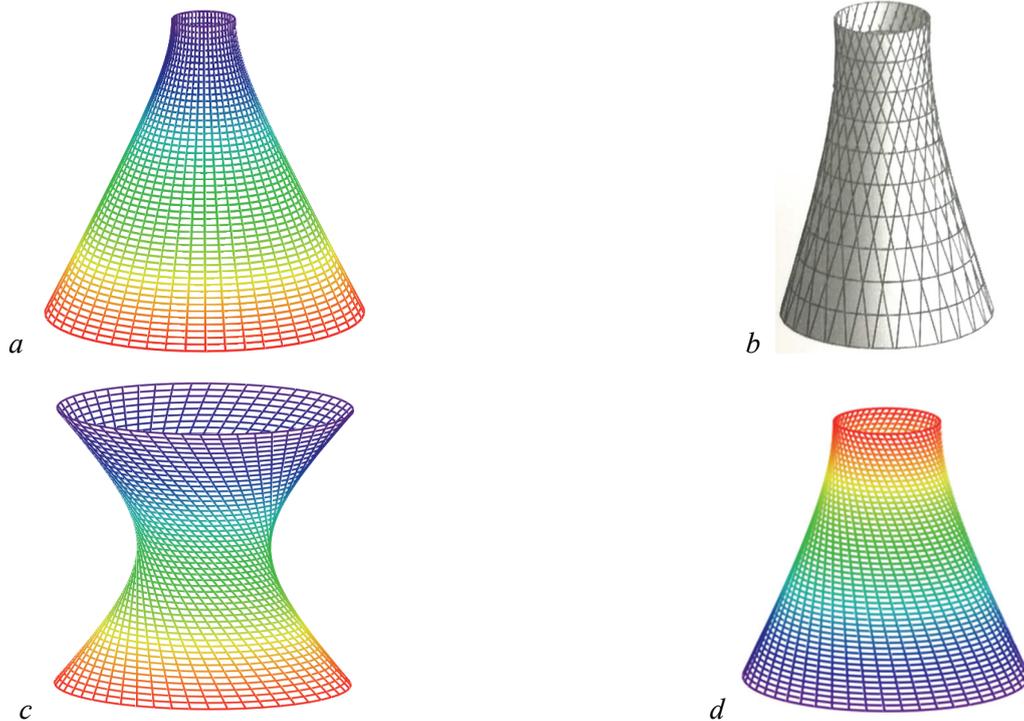


Figure 2. Varieties of hyperboloids of revolution

2. Forms of definition of one-sheet hyperboloid of revolution

1) Implicit equation (canonical equation):

$$\frac{(x^2+y^2)}{a^2} - \frac{z^2}{c^2} = 1. \quad (5)$$

If $a = c$, then a hyperboloid is called a *right hyperboloid*.

2) Parametrical equation (Figure 2, c and d):

$$\begin{aligned} x &= x(u, v) = -a \cdot \sin(u) \mp a \cdot v \cdot \cos(u), \\ y &= y(u, v) = a \cdot \cos(u) \mp a \cdot v \cdot \sin(u), \\ z &= z(v) = \mp c \cdot v. \end{aligned} \quad (6)$$

Coefficients of the fundamental forms of the surface:

$$\begin{aligned} A^2 &= a^2 \cdot (1 + v^2), B^2 = a^2 + c^2, F = \mp a^2, \\ L &= \frac{\mp c \cdot a^2 \cdot (1 + v^2)}{(A^2 \cdot B^2 - F^2)^{0.5}}, M = \frac{a^2 \cdot c}{(A^2 \cdot B^2 - F^2)^{0.5}}, N = 0. \end{aligned} \quad (7)$$

Coordinate lines v ($u = \text{const}$) coincide with one system of straight lines but the lines u are the parallels of the hyperboloid of one sheet. In Figure 2, c the hyperboloid is shown, taking into consideration the upper signs in the parametrical equations (6) of the surface. The lower signs are taken into account in Figure 2, d.

3) Parametrical equations (Figure 2, a):

$$x = x(r, \beta) = r \cdot \cos(\beta),$$

$$y = y(r, \beta) = r \cdot \sin(\beta),$$

$$z = z(r, \beta) = \frac{c \cdot \sqrt{r^2 - a^2}}{a}. \quad (8)$$

Coordinate lines r and β (parallels and meridians) are the lines of principal curvatures.

4) Parametrical equations (Figure 2, a):

$$\begin{aligned} x &= x(r, z) = \frac{a}{c} \cdot \sqrt{c^2 + z^2} \cdot \sin(\beta), \\ y &= y(r, z) = \frac{a}{c} \cdot \sqrt{c^2 + z^2} \cdot \cos(\beta), \\ z &= z(r, z) = z. \end{aligned} \quad (9)$$

Coordinate lines z and β (parallels and meridians) are the lines of principal curvatures.

5) Parametrical equations (Figure 2, a):

$$\begin{aligned} x &= x(\alpha, \beta) = a \cdot \text{ch}(\alpha) \cdot \cos(\beta), \\ y &= y(\alpha, \beta) = a \cdot \text{ch}(\alpha) \cdot \sin(\beta), \\ z &= z(\alpha, \beta) = c \cdot \text{sh}(\alpha). \end{aligned} \quad (10)$$

Coefficients of the fundamental forms of the surface and its principal curvatures:

$$\begin{aligned} A^2 &= a \cdot \text{ch}(\alpha), B^2 = a^2 \cdot \text{sh}^2(\alpha) + c^2 \cdot \text{ch}^2(\alpha), \\ F &= 0, \\ L &= -a \cdot c \cdot \frac{\text{ch}^2(\alpha)}{B}, K_1 = -\frac{c}{a \cdot B}, K_2 = \frac{a \cdot c}{B^3}. \end{aligned} \quad (11)$$

3. Overview of literature

The most complete work on the history of the development of hyperboloid structures in domestic construction is the monograph of I.A. Petropavlovskaya [1].

The article [2] gives a comparative analysis of the stability of the initial form of equilibrium of reticulated shells in the form of single-sheeted hyperboloids of revolution. The analyses are performed both considering only geometric and double (geometric and physical) nonlinearity. The influence of the shape of the generatrix of a single-sheeted hyperboloid of revolution and the physical nonlinearity of the material on its stability in the indicated formulations of the problem is considered. The curves of the equilibrium states of the shells under load acting on the upper base are given.

In the review article [3] are summarized principal achievements of science and engineering in the sphere of design, construction, and static, vibrational, and buckling analysis of thin-walled constructions and buildings in the shape of hyperbolic surfaces of revolution. These shells are useful as hyperbolic cooling towers, TV towers, reinforced concrete water tanks, and arch dams. They are also used as supports for electric power transmission lines and as high chimneys. Several public and industrial buildings having the hyperbolic form are described in the review. The basic results of theoretical and experimental investigations of stress-strain state, buckling, and vibration are summarized. The influence of temperature and moisture on the stress-strain state of the shells in question is also analyzed.

In book [4] J.N. Reddy presents the theory and computer implementations of the finite element method as applied to nonlinear problems of heat transfer and similar field problems, fluid mechanics (flows of incompressible fluids), and solid mechanics (elasticity, beams and plates). Both geometric as well as material nonlinearities are considered, and static and transient (i.e.: time-dependent) responses are studied.

S.I. Trushin and Ph.I. Petrenko in paper [5] investigated the influence of form of hyperboloid's generatrix on its stress-strain state, stability and fundamental frequency. The results of numerical analysis of reticulated shells under different loads are given.

The article [6] studies the impact of the shape of the generatrix of a discrete reticulated shell in the form of a one-sheet hyperboloid of revolution on its stability. It studies the stability of a reticulated hyperboloid with five types of frames formed from the generatrices of the hyperbolae with one asymptote. For comparison, the study examines an additional frame with rectilinear generatrices – the asymptotes of hyperbolae generatrices, the properties of which are dif-

ferent from those of shells with a curvilinear rod network. The work presents the results of the numerical analysis of the reticulated shell performed with the help of finite element method in a geometrically non-linear setting. The article also presents the curves of the equilibrium states of the shell under horizontal and vertical concentrated loads. The data obtained has made it possible to conclude on the impact of the used generatrix on the stability of the frame of reticulated shells in the form of hyperboloid of revolution.

4. Linear and materially nonlinear analyses (MNA) of thin shells in the shape of one-sheet hyperboloid of revolution

In the linear material model, the stress-strain relationship must be linear with slope E , Young's Modulus (Hooke's law):

$$\sigma = E \cdot \varepsilon, \quad (12)$$

where σ is the normal stress and ε is the strain.

Material nonlinearity is a concern whenever the response at the operating loads causes strain levels in a material beyond the portion of the stress-strain curve that can reasonably be approximated as linear. Many materials have curves that deviate small amounts from linear for large amounts of strain so that, with all the other uncertainty in the model, there would be little value in a nonlinear material model. On the other hand, many curves deviate from linear almost immediately to such a degree that only the roughest trend studies can be made with a linear approximation.

The constant of proportionality in a linear material model is Young's Modulus. This represents the slope of the linear portion of the stress-strain curve (Figure 3). For highly nonlinear materials, this modulus may only be applicable at very low strains.

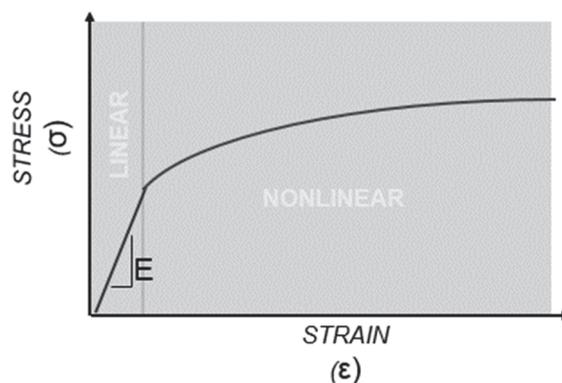


Figure 3. Stress-strain curve

Nonlinear material models of common engineering materials are defined by specifying their stress-strain curves. Most stress-strain curves represent on-

ly the tensile response. When a material has the same response in tension and compression, it is said to be symmetric. Cast iron is a good example of an asymmetric stress-strain behavior as it is stronger in compression than tension.

Types of nonlinear materials

There are several types of material nonlinearity that might be present in a structural analysis: 1 – nonlinear elastic; 2 – bi-linear elastic-plastic; 3 – multi-linear plastic; 4 – hyperplastic; 5 – viscoelastic.

Simplified models of stress-strain curves are shown in Figure 4.

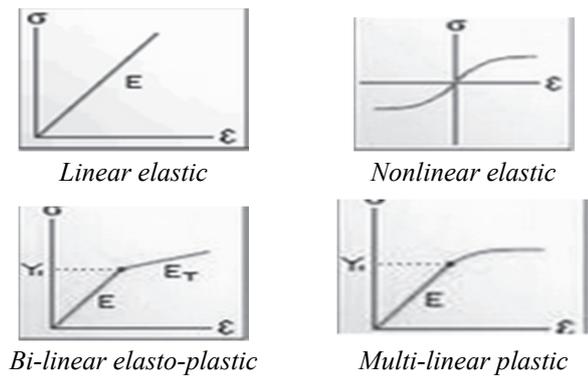


Figure 4. Types of nonlinear materials

A nonlinear material model can be defined as non-linear elastic where the part returns to a zero strain state when the load is removed or elastic-plastic where permanent strain begins to accumulate after reaching the yield strength of the material.

Additionally, an elastic-plastic stress-strain curve can be input as bi-linear, where only an elastic modulus and a plasticity or hardening modulus are entered. It can also be defined as a multi-linear stress-stress curve where the true nonlinearity of the plastic range can be captured with a series of points.

5. The comparison of the linear and materially nonlinear results MNA

Let us consider concrete c20/25 as a material for our model. The shell are subject to the following loads: 1 – self-weight; 2 – wind load on + Y direction. The shells are investigated with fixed supports. The load combinations in the used software RFEM is: (1.4· self-weight + 1.6·wind loads) according to Eurocode. The dimensions for our model are the following: height 36 m, the upper diameter 20 m, the diameter on base 31.5 m, thickness 15 cm.

For materially nonlinear analysis we use isotopic nonlinear 2D/3D concert as following (Figure 5).

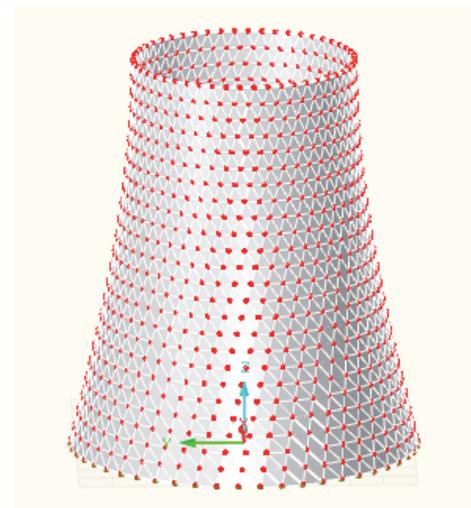
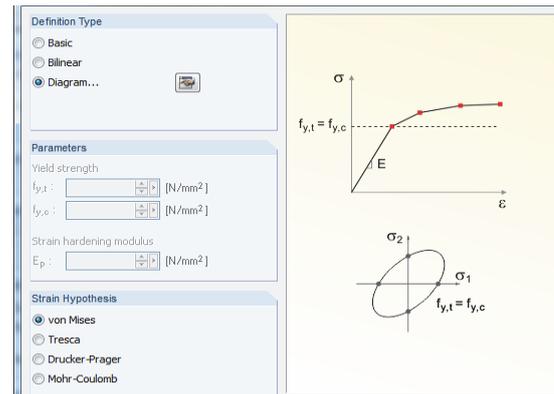
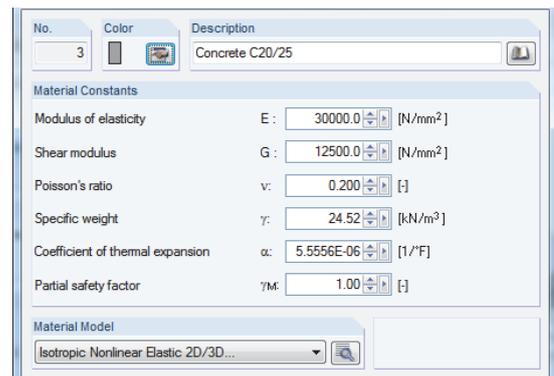


Figure 5. FE design model of thin shells in the shape of one-sheet hyperboloid of revolution in RFEM

The results of our investigation are showed the maximum displacements for our structure under loads at three direction with linear and nonlinear analysis (Figures 6 and 7).

Linear and materially nonlinear analyses are made for this structure under free vibration to show the influence of materially nonlinear analysis under free vibration.

Let us assume three vibration pattern for our analysis, the results are showed in table.

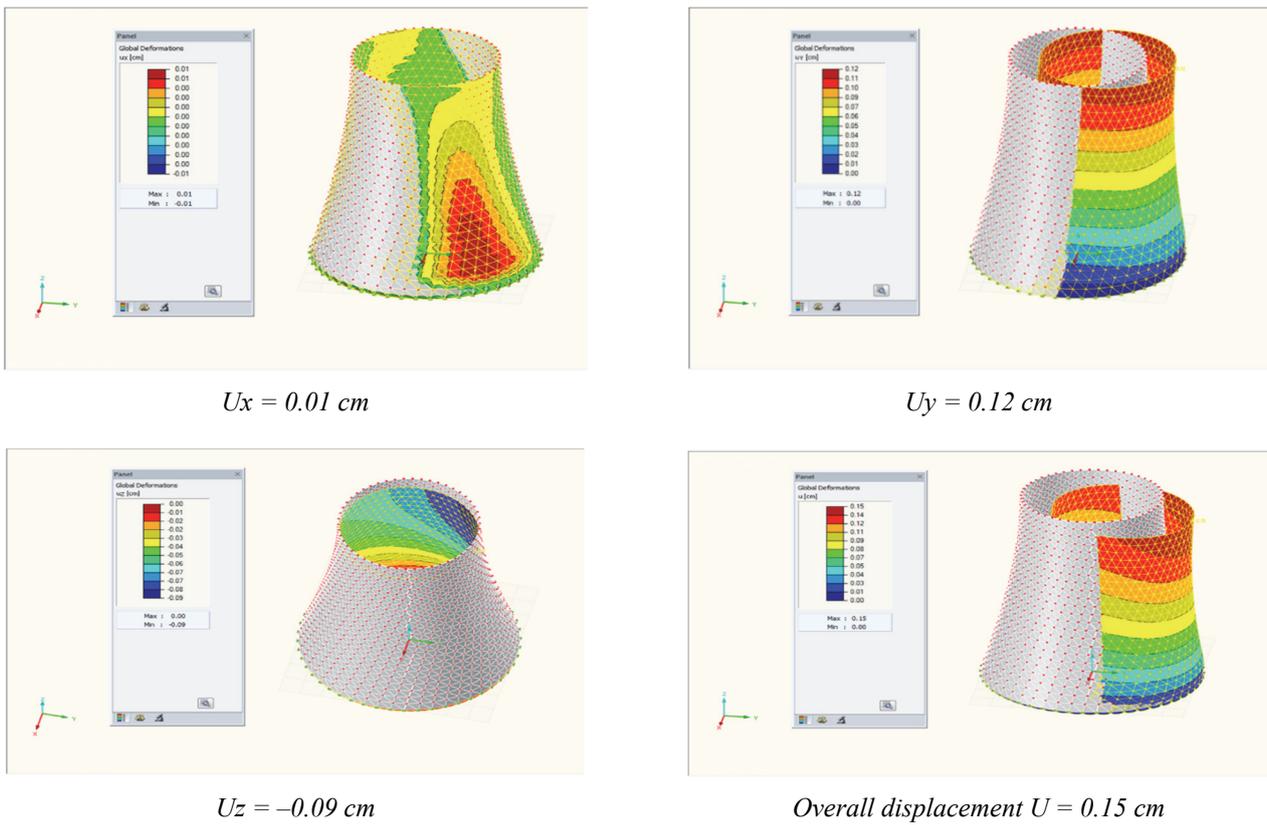


Figure 6. Linear analysis

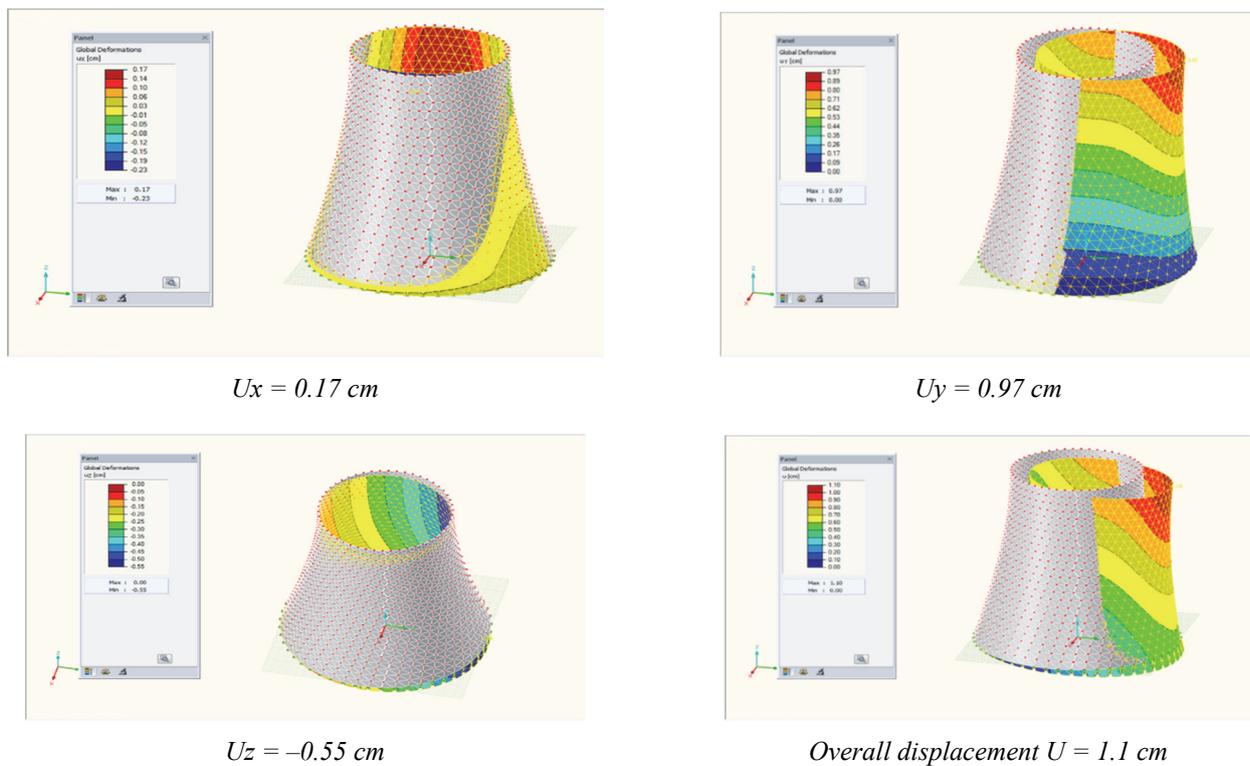
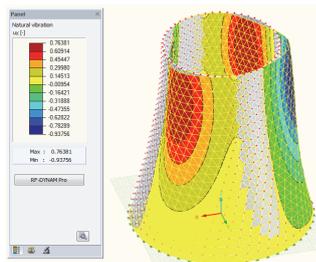


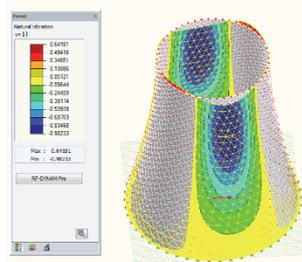
Figure 7. Nonlinear analysis

Table

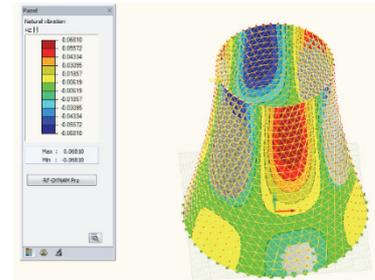
Displacements	Mode	Linear and nonlinear analysis		Mode	Natural frequency, f [Hz]	Natural period, T [s]
		Linear	Nonlinear			
U_x (max, min) cm	1	0.937	0.76	1	3.676	0.272
	2	0.98	0.64			
	3	0.91	0.91			
U_y (max, min) cm	1	0.64	0.98	2	3.678	0.272
	2	0.76	0.93			
	3	0.91	0.91			
U_z (max, min) cm	1	0.068	0.068	3	4.118	0.243
	2	0.067	0.067			
	3	0.11	0.11			



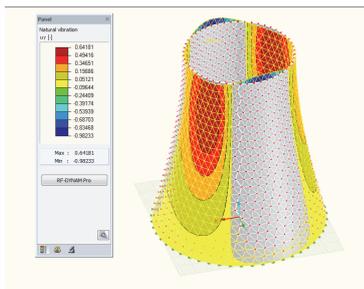
Model 1 U_x displacement



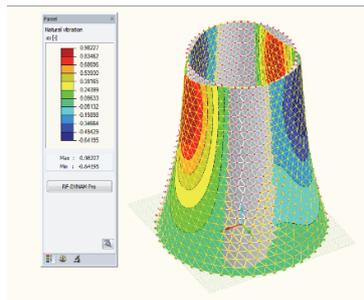
Model 2 U_y displacement



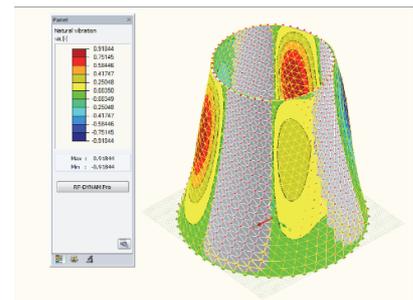
Model 3 U_z displacement



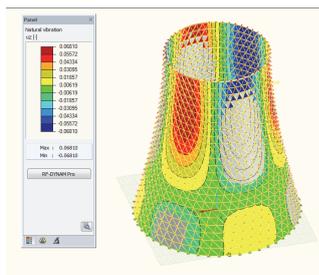
Model 1 U_y displacement



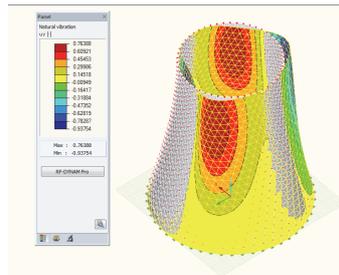
Model 2 U_x displacement



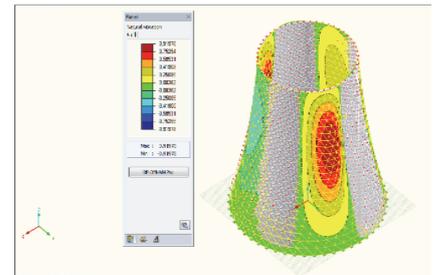
Model 3 U_x displacement



Model 1 U_z displacement



Model 2 U_z displacement



Model 3 U_y displacement

Figure 8. Models of U_x , U_y and U_z displacements

Conclusion

The linear and the materially nonlinear analyses (MNA) investigations of the stability behavior of thin shells in the form of an hyperboloid of revolution by the software program R-FEM show that for both linear and materially nonlinear analyses:

- the values of displacements under materially nonlinear analysis are bigger than those obtained from linear analysis subject to self-weight and wind load;
- there is a similarity between the results of linear and materially nonlinear analyses for this investigated thin shell subject to free vibration.

References

1. Petropavlovskaya I.A. (1988). *Giperboloidnye konstrukcii v stroitel'noj mekhanike [Hyperboloid constructions in structural mechanics]*. Moscow: Nauka Publ. (In Russ.)
2. Trushin S.I., Petrenko Ph.I. (2017). Vliyanie fizicheskoy nelineynosti na raschetnye pokazateli ustojchivosti gibkikh setchatyh odnopolostnyh giperboloidov vrashcheniya s obrazuyushchimi razlichnyh form [Influence of physical nonlinearity on the calculated indicators of stability of reticulated one-sheet hyperboloid of revolution with different forms of generatrices]. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, (4), 50–56. doi: 10.22363/1815-5235-2017-4-50-56 (In Russ.)
3. Krivoshapko S.N. (2002). Static, vibration and buckling analysis and applications to one-sheet hyperboloidal shells of revolution. *Applied Mechanics Reviews*, 55(3), 241–270. doi:10.1115/1.1470479
4. Reddy J.N. (2005). *An introduction to nonlinear finite element analysis*. New York: Oxford University Press.
5. Trushin S.I., Petrenko Ph.I. (2014). Vliyanie morfologii setchatogo giperboloida na ego napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie, ustojchivost' i osnovnye chastoty [The influence of the morphology of reticulated hyperboloid on its stressstrain state, stability and fundamental frequencies]. *Structural mechanics and analysis of structures*, (4), 59–64. (In Russ.)
6. Trushin S.I., Petrenko Ph.I. (2016). Analysis of the stability of flexible reticulated shells in the form of a hyperboloid of revolution. *Scientific Review*, (6), 95–99.
7. Krivoshapko S.N., Ivanov V.N. (2015). *Encyclopedia of Analytical Surfaces*. Switzerland: Springer International Publishing.

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Геометрическое моделирование и численный расчет физически нелинейных оболочек в форме однополостного гиперboloида вращения

М. Жиль-улбе¹, М. Джаззан², Д. Кбейли³

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

Ключевые слова:

гиперboloиды вращения;
материально нелинейный
численный анализ;
линейный анализ
методом конечных элементов;
нелинейный анализ
методом конечных элементов;
геометрическое моделирование

История статьи:

Поступила в редакцию: 12 марта 2019 г.
Доработана: 14 мая 2019 г.
Принята к публикации: 10 июня 2019 г.

Для цитирования

Gil-oulbé M., Jazzan M., Qbaily J. Geometric modelling and materially nonlinear numerical analysis of shells in the shape of one-sheet hyperboloid of revolution (Геометрическое моделирование и численный расчет физически нелинейных оболочек в форме однополостного гиперboloида вращения) // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 3. С. 210–218. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-210-218>

Аннотация

Цели. Поверхность вращения образуется вращением плоской кривой $z = f(x)$ вокруг оси Oz , называемой осью вращения. В статье рассматриваются поверхности в форме гиперboloидов вращения и их классификация. Проведены их геометрическое моделирование, линейное и материально-нелинейное исследования.

Методы. Срединная поверхность гиперboloидов вращения построена с использованием программы MathCAD. Выполнены линейное и материально-нелинейное численные исследования напряженно-деформированного состояния тонких оболочек формы гиперboloида вращения с применением метода конечных элементов в компьютерной программе R-FEM. Исходным материалом являлся бетон с изотопной нелинейной 2D/3D-кривой напряжения – деформации для материально-нелинейного исследования и линейной кривой напряжения – деформации для линейного расчета. Представлено сравнение результатов линейного и нелинейного напряженно-деформированных состояний.

Результаты. Перемещения в исследованных оболочках под действием собственного веса и ветровой нагрузки при материально-нелинейном исследовании намного превышают перемещения при линейном расчете. С другой стороны, при воздействии свободной вибрации перемещения при линейном и материально-нелинейном расчетах равны. Выводы, сделанные на основе полученных данных, приведены в статье.

¹ Жиль-улбе Матье, кандидат технических наук, доцент, департамент строительства, Инженерная академия, gil-oulbem@hotmail.com

² Джаззан Мухаммад, магистрант, департамент строительства, Инженерная академия.

³ Кбейли Джафар, магистрант, департамент строительства, Инженерная академия.

Список литературы

1. *Петропавловская И.А.* Гиперболоидные конструкции в строительной механике. М.: Наука, 1988. 230 с.
2. *Трушин С.И., Петренко Ф.И.* Влияние физической нелинейности на расчетные показатели устойчивости гибких сетчатых однополостных гиперболоидов вращения с образующими различных форм // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 4. С. 50–56. doi: 10.22363/1815-5235-2017-4-50-56
3. *Krivoshapko S.N.* Static, vibration and buckling analysis and applications to one-sheet hyperboloidal shells of revolution // Applied Mechanic Reviews. 2002. Vol. 55. No. 3. Pp. 241–270. doi: 10.1115/1.1470479
4. *Reddy J.N.* An introduction to nonlinear finite element analysis. New York: Oxford University Press, 2005. 463 p.
5. *Трушин С.И., Петренко Ф.И.* Влияние морфологии сетчатого гиперболоида на его напряженно-деформированное состояние, устойчивость и основные частоты // Строительная механика и расчет сооружений. 2014. № 4. С. 59–64.
6. *Trushin S.I., Petrenko Ph.I.* Analysis of the stability of flexible reticulated shells in the form of a hyperboloid of revolution // Scientific Review. 2016. No. 6. Pp. 95–99.
7. *Krivoshapko S.N., Ivanov V.N.* Encyclopedia of Analytical Surfaces. Switzerland: Springer International Publishing, 2015.

ДИНАМИКА КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 699.81

DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-3-219-228

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Оценка рисков при сейсмопожароопасном воздействии
на опасные производственные и категорированные объекты промышленностиА.А. Сулейманов¹, О.А. Джураев¹, Ф.Я. Умаров², С.С. Шамансуров¹¹Ташкентский государственный технический университет имени И. Каримова, Республика Узбекистан, 100100, Ташкент, ул. Университетская, 1–3²Филиал Национального исследовательского технологического университета «МИСиС», Республика Узбекистан, 110100, Алмалык, ул. Амира Темура, 56

Ключевые слова:

опасный фактор
сейсмопожаровоздействия;
опасные и категорированные объекты;
механизм обеспечения безопасности;
риск от пожаров;
вторичные пожары;
сейсмическое воздействие;
перераспределение времени;
чрезвычайные ситуации;
аспирационные потоки

История статьи

Поступила в редакцию: 28 октября 2018 г.

Доработана: 29 апреля 2019 г.

Принята к публикации: 16 мая 2019 г.

Для цитирования

Сулейманов А.А., Джураев О.А., Умаров Ф.Я., Шамансуров С.С. Оценка рисков при сейсмопожароопасном воздействии на опасные производственные и категорированные объекты промышленности // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 3. С. 219–228. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-219-228>

Аннотация

Цель исследования – изучение и анализ риска воздействия опасных факторов (в частности, сейсмопожароопасного) на опасные производственные и категорированные объекты промышленности.

Методы. Для решения поставленной задачи применялись аналитический, математический, оперативно-тактический и механо-статистический методы, а также метод исследования деформативности сейсмозащитных диафрагм.

В статье рассмотрен риск сейсмоздействия на опасные производственные объекты промышленности совместно со вторичными пожарами. Это обстоятельство – достаточно часто совпадающий совместный вектор – предлагается использовать как механизм обеспечения безопасности промышленных объектов от сейсмопожароопасного фактора воздействия, к которому относятся и аспирационные потоки. Анализ риска учитывает алгоритм обеспечения безопасности сложных технических и социальных систем, что свидетельствует о степени универсальности данного алгоритма. Этот механизм обеспечения безопасности наиболее актуален для архитектурных генпланов зданий и сооружений, а также для оперативно-тактических действий подразделений при ликвидации последствий чрезвычайных ситуаций, кризисных и экстремальных явлений.

Результаты. Полученные данные сопровождаются необходимыми тематическими выкладками и экспериментальными оценками процесса обеспечения безопасности.

Введение

Актуальность рассматриваемой проблемы отмечена в указе президента Российской Федерации

от 11.01.2018 № 12 «Об утверждении Основ государственной политики Российской Федерации в области защиты населения и территорий от чрезвычайных ситуаций на период до 2030 года», который определил стратегию в области защиты населения и территорий от чрезвычайных ситуаций, кризисных и экстремальных явлений.

Настоящее исследование также служит выполнению задач, предусмотренных указами президента Республики Узбекистан № УП-4947 от 07.02.2017 «О Стратегии действий по дальнейшему развитию

¹ Сулейманов Адльжан Арифджанович, – доктор технических наук, профессор, кафедра «Безопасность жизнедеятельности», ibragimov-dem@yandex.com
Джураев Олимжон Азизович, старший преподаватель, кафедра «Безопасность жизнедеятельности».

Шамансуров Суинат Султанович, кандидат технических наук, доцент, кафедра «Безопасность жизнедеятельности».

² Умаров Фарход Яркулович, доктор технических наук, исполнительный директор.

© Сулейманов А.А., Джураев О.А., Умаров Ф.Я., Шамансуров С.С., 2018



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

Республики Узбекистан», № УП-5066 от 01.06.2017 «О мерах по коренному повышению эффективности системы предупреждения и ликвидации чрезвычайных ситуаций», постановлением Кабинета министров № 1027 от 28.12.2017 «О создании единой системы мониторинга, обмена информацией и прогнозирования чрезвычайных ситуаций природного техногенного и экологического характера» и другими нормативно-правовыми документами, принятыми в данной сфере.

Большинство сейсмоизолирующих систем и устройств весьма сложны и трудоемки в изготовлении и монтаже и, естественно, дороги относительно стоимости объекта (здания, сооружения). К тому же каждая система сейсмозащиты имеет определенную область применения, зависящую от основной конструкции объекта, его этажности и характеристик возможных землетрясений. Задача оценки риска осложняется еще и тем, что каждое землетрясение в идеале требует своеобразных профилактических решений.

Мы предлагаем использовать выявление аспирационных потоков как дополнительный механизм обеспечения безопасности промышленных объектов от сейсмопожароопасного фактора с целью предварительной оценки риска предприятий и оперативных подразделений, вынужденных действовать в сложных условиях [1–3]

1. Процесс обеспечения безопасности

Для обеспечения безопасности жизни и здоровья населения, а также сохранности зданий и сооружений необходимо учитывать ряд вероятностных факторов.

В основных алгоритмах действия подразделений при обеспечении безопасности можно выделить три основных этапа [4; 5].

На *первом этапе* длительностью t_1 предусматривается:

- изучение защищаемой системы в аспекте степени ее устойчивости, выявление основ и сил, содействующих возможному ее разрушению;
- выявление сил, способствующих стабильному существованию защищаемой системы;
- определение границ распространения и степени развития сил, воздействующих на изменение надежности данной системы;
- определение причин разрушения и/или нарушения работоспособности системы;
- изучение свойств разрушающей системы, ее слабых сторон (например, изучение территориального состояния и сложившихся обстоятельств взры-

ва торгового центра в Нью-Йорке позволило точно определить сложившуюся оперативную обстановку и, приняв правильное управленческое решение, наметить направления введения основных сил и средств);

– определение способов влияния на выявленные в системе антагонизмы.

Первый этап в целом можно охарактеризовать как этап изучения защищаемой системы. С самого начала необходимо четко определить, сколько имеется времени для решения задач данного этапа (обычно это необходимо, если мы имеем дело с уже разрушающейся системой). Здесь решающим фактором является максимальное время развития разрушающего процесса до точки S , после которой разрушение или уничтожение системы уже невозможно предотвратить (другими словами, S – это точка, до которой еще возможен восстановительный процесс). Исходя из имеющегося в распоряжении времени, можно отводить возможный его лимит для первого этапа [6].

Важность первого этапа определяется ценностью времени, затрачиваемого на решение его задач. Одним из возможных способов увеличения этого времени является приглашение специалистов и/или постановка конкретных задач перед людьми, имеющими достаточный опыт в их решении, так как они способны, во-первых, ускорить решение поставленных задач, во-вторых, быстро и обоснованно определить приоритетное направление действий, опираясь на сложившиеся условия; в-третьих, при необходимости «отсеять» ненужные (или временно ненужные) подпункты первого и последующих этапов. Время, затраченное на привлечение специалистов, получение ими информации и принятие ими решения можно обозначить как t_k – период, катализирующий временную «деформацию».

На *втором этапе* длительностью t_2 :

- определяются пути локализации распространения составных элементов, разрушающих систему (в частности, такие операции пришлось выполнять в Вашингтоне для локализации распространения опасных очагов в связи с возникновением чрезвычайной ситуации, учиненной террористами);
- разрабатываются рекомендации по сохранению прочности системы в целом (например, в системе обеспечения пожарной безопасности разработан комплекс профилактических мероприятий, цель которых – предупреждение пожара в различных отраслях промышленности, Министерством по чрезвычайным ситуациям разработаны профилактические мероприятия, применимые в широкой области жизнедеятельности человека).

На *третьем этапе* длительностью t_3 осуществляется:

- оперативное вмешательство для локализации развития нарушения стабильности;

- установление/внедрение дополнительной подсистемы, так называемого сателлита, в целях повышения надежности системы или ее необходимых качеств, желательно без ухудшения остальных (однако установка такой подсистемы зачастую сводится к реализации известного принципа, по которому «если хочешь приобрести что-то, надо платить или жертвовать чем-нибудь другим», что на практике нередко сопряжено с увеличением людских и прочих резервов);

- перестановка составляющих (предпринимается реже), что позволяет в итоге повысить надежность и/или устойчивость системы;

- замена или оперативное удаление при необходимости отдельных составляющих, мешающих стабильному существованию системы;

- установление надзора за соблюдением рекомендаций, способствующих повышению надежности и стабильности;

- обеспечение благоприятных условий для сил, обеспечивающих стабильное функционирование системы.

Имеется также четвертый этап длительностью t_4 , который выходит за пределы времени локализации и представляет собой период, необходимый для полной ликвидации последствий. Процессы полной ликвидации не всегда проходят в кризисных и экстремальных условиях (и даже могут длиться годами). К примеру, полная ликвидация последствий землетрясения в Гуанчжоу (Китай), произошедшего 8 августа 2017 г., до сих пор не окончена. Если взять землетрясение 1966 г. в Ташкенте, то существуют дома, построенные москвичами в 1972 г., т.е. полная ликвидация шла более 6 лет [6; 7]. Понятно, что постройка этих домов проходила уже вне условий кризисных и экстремальных явлений, поэтому интереса с точки зрения оперативного реагирования в кризисных и экстремальных условиях, рассматриваемого в данной статье, этот этап не представляет.

2. Математическая модель обеспечения безопасности

Исходя из вышесказанного период времени $t_{\text{чс}}$, предназначенный для локализации последствий чрезвычайных ситуаций (ЧС), можно разбить на три составляющих:

$$t_{\text{чс}} = t_1 + t_2 + t_3 = \sum_{i=1}^3 t_i,$$

где $t_{\text{чс}}$ – период времени, имеющийся в наличии, т.е. оставшийся до точки Ч (когда можно считать, что последствия локализованы); t_i – период времени, затрачиваемый для каждого этапа (где $i = 1, 2, 3$): t_1 – период времени для определения оперативной обстановки; t_2 – период времени для принятия управленческого решения; t_3 – период времени для оперативного вмешательства.

Если учесть, что три указанных периода времени состоят из конкретных действий, описанных выше, на осуществление которых также требуется время, то эти три периода времени можно записать в следующем, более конкретном виде:

1) для периода определения оперативной обстановки – $t_1 = \sum_{j_1=1}^{N_1} t_{1j_1}$, где j_1 может включать номера всех возможных мероприятий первого периода;

2) для периода принятия управленческого решения – $t_2 = \sum_{j_2=1}^{N_2} t_{2j_2}$, где j_2 может охватывать номера всех возможных мероприятий второго периода;

3) для периода оперативного вмешательства – $t_3 = \sum_{j_3=1}^{N_3} t_{3j_3}$, где j_3 может проходить номера всех возможных мероприятий третьего периода.

В результате уточнения составляющих каждого из трех периодов времени получаем более подробную формулу для величины периода времени $t_{\text{чс}}$:

$$t_{\text{чс}} = t_1 + t_2 + t_3 = \sum_{j_1=1}^{N_1} t_{1j_1} + \sum_{j_2=1}^{N_2} t_{2j_2} + \sum_{j_3=1}^{N_3} t_{3j_3} = \sum_{i=1}^3 \sum_{j_i=1}^{N_i} t_{ij_i}, \quad (1)$$

где t_{1j_1} – длительности мероприятий определения оперативной обстановки, $j_1 = 1, 2, 3, \dots, N_1$, N_1 – количество этих мероприятий; t_{2j_2} – длительности мероприятий принятия управленческого решения, $j_2 = 1, 2, 3, \dots, N_2$, N_2 – количество этих мероприятий; t_{3j_3} – длительности мероприятий реализации принятого управленческого решения (непосредственное оперативное вмешательство), $j_3 = 1, 2, 3, \dots, N_3$, N_3 – количество этих мероприятий.

Сумма (1) может подтверждаться при условии, что

$$\begin{cases} g(t_1) = 0, \text{ если } t_1 \notin [a, b], \\ \varphi(t_3) = 0, \text{ если } t_3 \notin [c, d], \\ g(t_2) > 0, \text{ если } t_2 \in [b, c], \\ \varphi(t_3) > 0, \text{ если } t_3 \in [c, d], \end{cases} \quad (2)$$

где $g(t_1)$ – функция для определения оперативной обстановки; $g(t_2)$ – функция для принятия управ-

ленческого решения; $\varphi(t_3)$ – функция для оперативного вмешательства.

В системе (2) параметры, a , b , c и d описывают профилактические и тактические мероприятия, которые могут принести значительную эффективность деятельности сил и средств на третьем этапе. Реализовываться они могут на любом из трех этапов и даже до начала первого этапа. Профилактические мероприятия реализовываются обычно до начала первого этапа, хотя возможно их проявление и/или реализация на первом, втором и третьем этапах. Также оперативный штаб и руководство могут оставить нереализованным тот или иной уже имеющийся рычаг изменения временного перераспределения, предусмотренный как профилактическим, так и тактическим решением, исходя из сложившихся обстоятельств. Поэтому в систему (2) введены знаки \notin и \in , что позволяет учитывать и объяснять проявление a , b , c и d на любом из рассматриваемых этапов.

В реальной ситуации длительности этих трех периодов t_i , $i = 1, 2, 3$, могут существенно изменяться в зависимости от того, как и когда руководитель будет использовать высвободившееся время и распределять его по своему усмотрению. Если руководитель эффективно использует период времени t_1 для определения оперативной обстановки, задействовав организационные и технические мероприятия t_{1j_1} (например, приглашение консультантов, более опытных сотрудников, использование экспанометров, карт и планов, специальной закладной информации), то величина этого периода времени уменьшается, что дает возможность выделить больше времени для принятия решения, т.е. период времени t_2 увеличивается. Если же руководитель эффективно использовал также и период времени t_2 , оптимально применив мероприятия t_{2j_2} , то на мероприятия t_{3j_3} периода t_3 оперативного вмешательства, например спасения пострадавших, остается еще больше времени.

На языке формул это означает, что при $t_1 + t_2 \rightarrow \rightarrow \min(t_1 + t_2)$ создаются возможности для $t_3 \rightarrow \rightarrow \max(t_3)$.

Кроме того, высока вероятность проявления таких обстоятельств, когда реализованные оперативным штабом мероприятия приведут к цепочке состояний $t_1 \rightarrow \min(t_1) \Rightarrow t_2 \rightarrow \max(t_2)$, $t_3 \rightarrow \max(t_3)$. Также вполне допустима цепочка состояний $t_2 \rightarrow \rightarrow \min(t_2) \Rightarrow t_3 \rightarrow \max(t_3)$.

Последние две возможности регламентированы боевым уставом пожарной охраны (БУПО) [8]. БУПО непосредственно делает установку (не в формулах, а в конкретных функциональных обязанно-

стях руководителя и оперативного штаба, создаваемого при экстремальных и кризисных явлениях) на обязательную необходимость воссоздания перераспределения времени, в том числе и по последним двум приведенным вариантам.

Основная масса разработок по борьбе с кризисными явлениями направлена на перераспределение данных периодов, чаще всего увеличение величины $\sum_{j_3=1}^{N_3} t_{3j_3}$ за счет сумм $\sum_{j_1=1}^{N_1} t_{1j_1}$ и $\sum_{j_2=1}^{N_2} t_{2j_2}$.

Далее подробнее рассмотрим некоторые мероприятия (и/или механизмы обеспечения безопасности) профилактического характера, способные значительно изменить перераспределение рассматриваемых временных периодов между этапами.

3. Деформативность сейсмозащитных диафрагм

Как известно, деформативность сквозных сейсмозащитных диафрагм в зданиях обусловлена деформациями изгиба δ_M , сдвига δ_Q , осевыми деформациями δ_N и конечными размерами поперечных сечений простенков, а также работой перемычек (рис. 1).

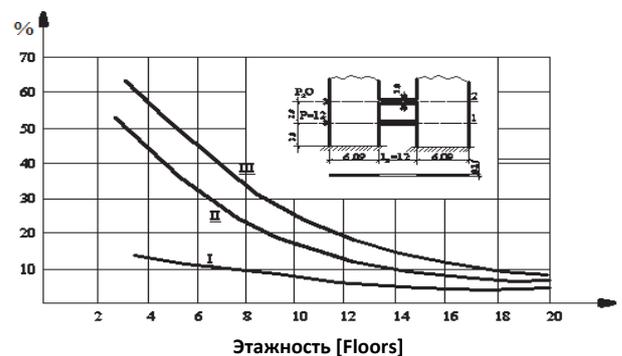


Рис. 1. Доля сдвиговых деформаций δ_Q в общем прогибе верха сейсмозащитных диафрагм: I – перемычки; II – простенки; III – их сумма
[Figure 1. The share of shear deformations δ_Q in the total deflection of the top of seismic diaphragms: I – bridges; II – piers; III – their sum]

Для выяснения влияния деформаций сдвига на общую деформативность конструкции приведены расчеты диафрагм с одним вертикальным рядом проемов и представлены графики (рис. 1), показывающие, какую долю (%) в общем прогибе верха диафрагмы составляют сдвиговые деформации δ_Q : I – кривая соответствует учету сдвига в перемычках; II – кривая соответствует учету сдвига в простенках; III – кривая соответствует учету сдвига в простенках и перемычках одновременно.

Расчеты были проведены для диафрагм различной этажности. В практике проектирования для упрощения расчетов часто не учитываются некоторые из перечисленных факторов. При расчетах рамно-связанных конструкций это может привести к неправильному представлению о распределении усилий между рамной частью и диафрагмами, что не всегда идет в запас прочности, особенно для каркаса [3; 9–12].

На рис. 2 показаны графики долей (%) осевых деформаций δ_N в общем прогибе верха диафрагмы, а на рис. 3 – графики величины деформации изгиба δ_M при прогибе верха.

На этих рисунках K – количество проемов в сейсмозащитной диафрагме здания. Из приведенных графиков видно, что деформации сдвига δ_Q и изгиба δ_M существенно влияют на общую деформативность диафрагм, и их необходимо учитывать в расчете даже высоких, 16–20-этажных, конструкций, для которых прогибы за счет сдвига составляют 8–10 %. Для 4-этажных сейсмозащитных диафрагм эта величина достигает 56 % [7; 13–18].

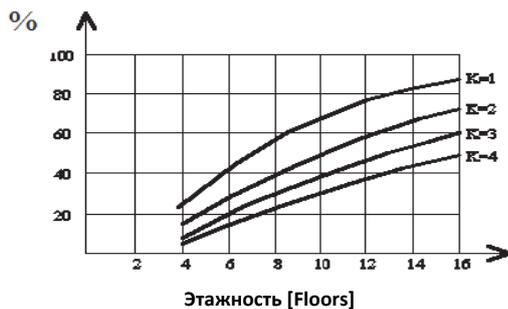


Рис. 2. Доля осевых деформаций δ_N от нормальных сил в общем прогибе верха:
 K – количество проемов в сейсмозащитной диафрагме здания
[Figure 2. The proportion of axial deformations δ_N of normal forces in the total deflection tops:

K – number of openings in the seismic diaphragm of the building]

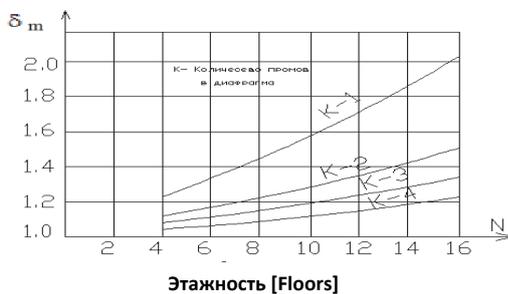


Рис. 3. Величина деформации от изгибающего момента δ_M при прогибе верха:
 K – количество проемов в сейсмозащитной диафрагме здания
[Figure 3. Deflection from bending moment δ_M at a deflection of the top:

K – number of openings in the seismic diaphragm of the building]

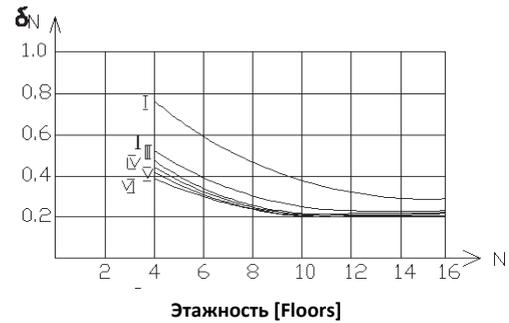


Рис. 4. Влияние перемычек различной жесткости на прогиб сейсмозащитных диафрагм:

I – перемычки прочностью 1/400 от суммарной жесткости; II – 1/200; III – 1/100; IV – 1/50; V – 1/10; VI – перемычки бесконечной жесткости

[Figure 4. Effect of jumpers of different stiffness on deflection of seismic diaphragms:

I – jumpers with strength 1/400 of the total stiffness; II – 1/200; III – 1/100; IV – 1/50; V – 1/10; VI – jumpers of infinite stiffness]

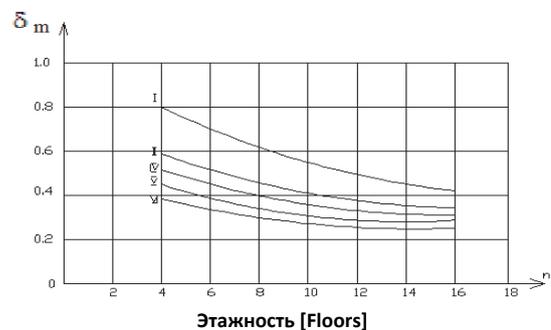


Рис. 5. Влияние перемычек различной жесткости на изгибающий момент в основаниях простенков:

I – прочность 1/400 от суммарной жесткости; II – 1/200; IV – 1/50; V – 1/10; VI – перемычки бесконечной жесткости

[Figure 5. The effect of jumpers of different stiffness on the bending moment at the base of the piers:

I – strength 1/400 of the total stiffness; II – 1/200; IV – 1/50; V – 1/10; VI – infinite stiffness jumpers]

На рис. 4 показано влияние перемычек различной жесткости на прогиб сейсмозащитных диафрагм. Сдвиговые деформации δ_Q влияют (по сравнению с осевыми δ_N) не только на величины прогибов диафрагм, но и на распределение в них усилий. Расчеты показывают, что при учете сдвиговых деформаций перемычек для зданий и сооружений увеличение изгибающего момента в основании простенков 4-этажных диафрагм может достигать 20 % (рис. 5). Из рисунка видно, что с ростом этажности эта величина снижается до 10 % для 20-этажной конструкции.

Сдвиг в простенках зданий и сооружений не влияет на распределение в них изгибающих моментов δ_M . Одним из существенных факторов, определяющих деформативность сейсмозащитных диафрагм, являются осевые деформации простенков δ_N от нормальных сил, возникающих при изгибе диафрагм [4; 6; 19]. Этот вопрос исследован пре-

имущественно для рамных конструкций зданий и сооружений, где установлено, что нормальные силы значительно влияют на прогибы рам, тогда как на изгибающие моменты влияние этого фактора не существенно.

4. Вероятность возникновения пожара

Значение вероятности $P_{\text{пож}}$ возникновения пожара в здании вычисляется по формуле

$$P_{\text{пож}} = 1 - (1 - P'_{\text{пож}})(1 - P''_{\text{пож}}), \quad (3)$$

где $P_{\text{пож}}$ – вероятность пожара хотя бы в одном из двух зданий; $P'_{\text{пож}}$ – вероятность пожара в первом здании; $P''_{\text{пож}}$ – вероятность пожара во втором здании.

Для того чтобы определить величину ущерба, причиненного пожаром, необходимо пересчитать

относительную стоимость, оставшуюся после сейсмоздействия со вторичными пожарами, по предприятию. Обозначим через ΔP_{ϕ} приращение вероятности риска от какого-нибудь фактора воздействия. Оно может быть как положительным, так и отрицательным. Составим табл. 1 для относительной стоимости, ущерба от сейсмоздействия и остаточной относительной стоимости для различных значений приращения вероятности риска ΔP_{ϕ} , пользуясь формулой (3). Пусть $G_{\Pi}(\Delta P_{\phi})$ – относительная величина ущерба, наносимого элементам предприятия, зданий и сооружений. Тогда можно вычислить следующие значения величин $G_{\Pi}(\Delta P_{\phi})$: 1) при чистом воздухе – $G_{\Pi}(0,2) = 0$, $G_{\Pi}(0,3) \approx 0,013$, $G_{\Pi}(0,4) \approx 0,175$, $G_{\Pi}(0,5) \approx 0,129$; 2) при задымленном воздухе: $G_{\Pi}(0,2) = 0$, $G_{\Pi}(0,3) = 0$, $G_{\Pi}(0,4) \approx 0,37$, $G_{\Pi}(0,5) \approx 0,079$.

Таблица 1

Относительная стоимость и ущерб от сейсмоздействия для различных значений приращения вероятности риска ΔP_{ϕ}
[Table 1. Relative cost and seismic damage for different values of the increment of the probability of risk ΔP_{ϕ}]

$\Delta P_{\phi} = 0,3$			$\Delta P_{\phi} = 0,4$			$\Delta P_{\phi} = 0,5$		
Относительная стоимость [Relative value]	Ущерб от сейсмоздействия [Seismic damage]	Оставшаяся относительная стоимость [Remaining relative value]	Относительная стоимость [Relative value]	Ущерб от вторичных пожаров [Damage from secondary fires]	Оставшаяся относительная стоимость [Remaining relative value]	Относительная стоимость [Relative value]	Ущерб сейсмоздействия со вторичными пожарами [Damage seismologist with secondary fires]	Оставшаяся относительная стоимость [Remaining relative value]
0,02	0,011	0,009	0,02	0,016	0,004	0,02	0,017	0,003
0,20	0,30	0,170	0,20	0,08	0,120	0,20	0,150	0,050
0,30	0,009	0,291	0,30	0,012	0,288	0,30	0,150	0,150
0,12	0,012	0,108	0,12	0,018	0,02	0,12	0,034	0,086
0,05	0,008	0,042	0,05	0,020	0,030	0,05	0,26	0,024
0,10	0,025	0,075	0,10	0,04	0,060	0,10	0,052	0,048
0,05	0,005	0,045	0,05	0,008	0,042	0,05	0,020	0,030
0,1	0,002	0,098	0,1	0,002	0,098	0,1	0,085	0,015
0,6	0,033	0,027	0,06	0,048	0,012	0,06	0,051	0,010

5. Физическая устойчивость элементов предприятия

Составим табл. 2 для характеристики физической устойчивости элементов предприятия. С этой целью определим ущерб, причиненный элементам предприятия, для каждой степени разрушения строительных конструкций в здании в пределах верхней и ближней границ диапазона дальности распространения аспирационных потоков (слабая, средняя, сильная) [5; 13; 15; 20].

Вычисления были проделаны с помощью формулы

$$G = \sum_{j=1}^n \bar{G}_j G_{\text{щ}}(\Delta P_{\phi}),$$

где G – относительная величина ущерба, причиняемая не только зданиям и сооружениям, но и технологическому процессу предприятия сейсмо- и термо- воздействием; \bar{G}_j – относительная стоимость j -го элемента предприятия; $G_{\text{щ}}(\Delta P_{\phi})$ – относительная величина ущерба, причиняемого элементу при заданном сейсмоздействии со вторичными пожарами ΔP_{ϕ} .

По полученным результатам в координатах $G \times \Delta P_{\phi}$ строим график наносимого ущерба от совместного воздействия сейсмо- и пожароопасного факторов.

Полученная кривая носит название *кривой закона поражения* (рис. 6). Ввиду того, что значение сейсмоздействия со вторичными пожарами является величиной случайной, все виды ущерба вычисляются как математическое ожидание M [13; 18].

Таблица 2

**Чрезвычайные ситуации и пожары
для категорированных городов**
[Table 2. Emergency and fire categorized cities]

ΔP_{ϕ} кгс/см ² [ΔP_{ϕ} kgf/cm ²]	0,1–0,2	0,2–0,3	0,3–0,5	0,5–1,0	1,0–2,0	2,0–3,0
А-1	0,8	0,22	0,19	0,19	0,22	0,03
Б-1	0,5	0,15	0,08	0,08	0,27	0,04
		0,21				
	0,063	0,101	0,255	0,510	0,725	0,875
	0,134					

Таблица 3

**Математическое ожидание ущерба
от чрезвычайных ситуаций (сейсмо- и пожароопасного
факторов) для категорированных городов**
[Table 3. Mathematical expectation of damage
from emergency situations (seismic and heat-hazardous
factors) for categorized cities]

ΔP_{ϕ} кгс/см ² [ΔP_{ϕ} kgf/cm ²]	до 0,1	0,1–0,2	0,2–0,3	0,3–0,4	0,4–0,5	0,5–0,6	0,6–0,7
А-1	0,97		0,02	0,01	0	0	0
Б-1	0	0,08	0,22	0,19	0,11	0,08	0,05
	0,03	0,046	0,134	1,188	0,306	0,434	0,531

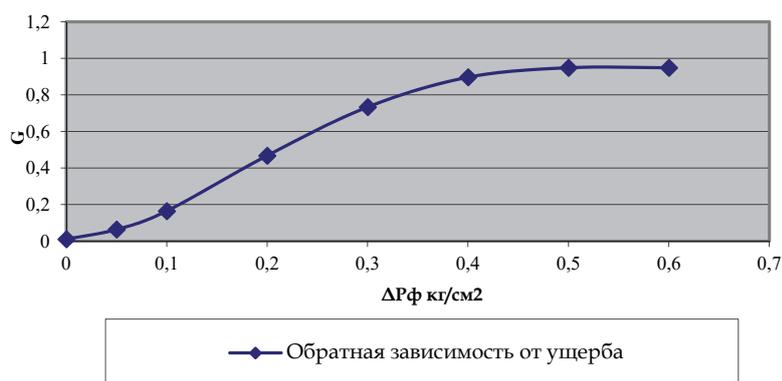


Рис. 6. График обратной зависимости ущерба от сонаправленного сейсмо- и термовоздействия при вторичных пожарах после землетрясений
[Figure 6. Graph of the inverse dependence of damage on co-directional seismic and thermal effects in secondary fires after earthquakes]

Для определения математического ожидания величины ущерба, причиненного предприятию, используем формулу

$$M = \sum_{j=1}^n G_{\text{тп}}(\Delta P_{\phi}) \Delta M_j,$$

где $G_{\text{тп}}(\Delta P_{\phi})$ – ущерб, наносимый общему технологическому процессу предприятия при заданном значении ΔP_{ϕ} ; ΔM_j – доля площади города или зоны возможных разрушений, на которых ожидается значение ΔP_{ϕ} , взятое из уточненных вариантов воздействия.

Заключение

Анализ представленных результатов дает возможность окончательно оценить ущерб, причиненный элементам предприятия, для каждой степени разрушения строительных конструкций в пределах верхней и нижней границ диапазона избыточного давления:

1) для категорированных городов: А-1 – 0,363; Б-1 – 0,438;

2) для категорированных объектов, расположенных в малых городах и сельской местности: А-1 – 0,031; Б-1 – 0,349.

Снижение ущерба прямо пропорционально снижает риски на предприятиях промышленности в чрезвычайных ситуациях, при этом возможно достичь состояния $t_1 + t_2 \rightarrow \min(t_1 + t_2)$, тогда $t_3 \rightarrow \max(t_3)$ [15–17].

В свою очередь создаются условия для внедрения дополнительного механизма обеспечения безопасности промышленных предприятий как при проектировании, так и при разработке рекомендаций по технологии производства режимного характера. Кроме того, учет аспирационных потоков способствует использованию дополнительного механизма обеспечения безопасности при оперативно-тактических действиях подразделений при чрезвычайных, кризисных и экстремальных явлениях, возникающих во время землетрясений, особенно с сопутствующими пожарами.

Список литературы

1. Сулейманов А.А., Хасанов О. Механизм обеспечения безопасности // Актуальные проблемы обеспечения безопасности в Российской Федерации: Первая Международная научно-практическая конференция. Екатеринбург, 2007. Ч. 1. С. 3–5.
2. Сулейманов А.А. Установка по определению аспирационных потоков // Системы безопасности, СБ-2006. Междунар. форум информатизации: материалы 15-й научно-технической конференции. М.: РАЕН, 2006. С. 205–207.
3. Merih K., Leroy G., Lorenzo M. Lateral-torsional buckling assessment of steel beams through a stiffness reduction method // Journal of Constructional Steel Research. 2015. No. 109. Pp. 87–100.
4. Kholmatov K., Khashimova D., Webb S., Musaev B. Hazardous wastes of mining and energy industries // Proc. 11th Int. Conf. on Environment and Mineral Processing, Ostrava, Czech Republic / ed. By P. Fecko, V. Cablik. 2007. Vol. 1. Pp. 45–48.
5. Маджидов И.У., Ибрагимов Б.Т., Сулейманов А.А. Анализ пожарной опасности сейсмозащитных деформационных швов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 1. С. 75–80. doi: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-75-80
6. Яскевич М.В., Сулейманов А.А., Таманова В.В. Универсальный временной вектор при спасении пострадавших в результате сонаправленного воздействия сейсмопожароопасного фактора // Развитие современной науки: теоретические и прикладные аспекты: сб. статей студентов, магистров, аспирантов, молодых ученых и преподавателей. Пермь, 2018. Вып. 26. С. 58–59.
7. Ibragimov B.T., Suleymanov A.A., Rustamy Zh.R. Entropiya at assessment of processes of safety // Tehnik hafsizlik va barkarorlik: materials of a scientific and practical conference. Tashkent: IPB Ministry of Internal Affairs, 2017. Pp. 113–115.
8. Ritzkowski M., Musaev M.N. Analysis of waste collection systems in the new independent states // Proc. 12th Int. Conf. on Environment and Mineral Processing, Ostrava, Czech Republic, 2008. 2008. Part I. Pp. 263–270.
9. Kholmatov K., Musaev M.N. Waste management in Central Asia – status quo and recommendations // Proc. 12th Int. Conf. on Environment and Mineral Processing, Ostrava, Czech Republic, 2008. 2008. Part II. Pp. 131–135.
10. Musaev M.N. Assessment of the waste logistics in Central Asia // ECOBALTICA-2008: the international youth science environmental forum, Saint Petersburg, Russia, June 26–28, 2008. 2008. Pp. 191–197.
11. Серков Б.Б., Кобелев А.А., Круглов Е.Ю., Асеева Р.М. Закономерности термоокислительной деструкции полистирольной теплоизоляции пониженной горючести // Пожары и чрезвычайные ситуации: предотвращение, ликвидация. 2018. № 2. С. 74–80.
12. Chiorino M.A. Analysis of structural effects of time-dependent behavior of concrete: an internationally harmonized format // Concrete and Reinforced Concrete – Glance at Future: plenary papers of III All Russian (International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete, Moscow, 2014. 2014. Vol. 7. Pp. 338–350.
13. Ибрагимов Б.Т., Муслимов Б.А. Исследование выносливости строительных конструкций зданий и сооружений, подвергшихся одновременному термическому и динамическому воздействию // Tehnik hafsizlik va barkarorlik: материалы научно-практической конференции. Ташкент: ИПБ МВД РУз, 2013. С. 110–114.
14. Ibragimov B.T., Suleymanov A.A. Research of Thermal and Mechanical Influence on Ferro-Concrete Designs with Damping Inserts // International Journal of Advanced Research in Science Engineering and Technology (IJARSET). 2017. Vol. 4. No. 9. Pp. 4595–4598.
15. Сулейманов А.А., Рустамий Ж.Р., Акрамов Ж.Т. Теоретические и практические проблемы обеспечения безопасности в нефтегазовой промышленности // Наука, техника и образование. 2017. № 10 (40). С. 24–27.
16. Musaev M.N., Khashimova D., Kholmatov K. Management of environmental risks of landfill operation in seismically active regions of the CIS countries of Central Asia // Proc. 11th Int. Conf. on Environment and Mineral Processing, Ostrava, Czech Republic / ed. by P. Fecko, V. Cablik. 2017. Vol. 1. Pp. 17–22.
17. Невская Е.Е., Глебова Е.В. Анализ способов и средств повышения уровня защиты зданий и сооружений от действия ударных волн // Безопасность труда в промышленности. 2017. № 2. С. 73–78.
18. Musaev M.N., Kholmatov K., Khashimova D., Abdukadirov I., Webb S. Geotechnical site investigations of landfill in seismically active region of Tashkent // Proc. 11th Int. Conf. On Environment and Mineral Processing in Proc. 11th Int. Conf. on Environment and Mineral Processing, Ostrava, Czech Republic, 2007 / ed. by P. Fecko, V. Cablik. 2007. Vol. 1. Pp. 17–22.
19. Маджидов И.У., Ибрагимов Б.Т., Сулейманов А.А. Протектология в оценке сейсмической опасности и процессов обеспечения безопасности // Известия ФерПИ. 2017. № 1. С. 56–57.

Risk assessment for seismic and fire hazards at hazardous industrial and classified sites industry

Adylzhan A. Suleymanov¹, Olimjon A. Djuraev¹,
Farkhod Y. Umarov², Sunnat S. Shomansurov¹

¹Tashkent State Technical University named after Islam Karimov, 2–3 Universitetskaya St., Tashkent, Republic of Uzbekistan

²Branch of the National Research Technological University "MISIS", 56 Amir Temur St., 110100, Almalyk, Republic of Uzbekistan

Keywords:

threat factor seismoresistance;
threat categorized objects;
security mechanism;
risk from fires;
secondary fires;
seismic effects;
reallocation of time;
emergency situations;
aspiration flows

Abstract

Aims of research. Research and analysis assessing the risk of hazards (in particular earthquake hazardous) at hazardous industrial and classified sites industry.

Methods: analytical, mathematical, operational-tactical, mechanical-statistical, study of deformation of seismic diaphragms.

The analysis of risk through seismologist at hazardous production facilities of the industry in conjunction with the secondary fires. This circumstance, which often coincides with the joint vector, is proposed to be used as a mechanism to ensure the safety of industrial facilities from seismic fire hazard, including aspiration flows as an impact factor. Risk analysis is viewed taking into account the algorithm to ensure the safety of complex technical and social systems, which shows the degree of universality of the algorithm. This security mechanism is most important to take into account for architectural General plans of buildings and structures, as well as in operational and tactical actions of units in the aftermath of emergencies, crisis and extreme events.

Results. The analysis is accompanied by the necessary mathematical calculations and experimental assessments of the security process.

Article history:

Received: October 28, 2018

Revised: April 29, 2019

Accepted: May 16, 2019

For citation

Suleymanov A.A., Djuraev O.A., Umarov F.Y., Shomansurov S.S. (2019). Risk assessment for seismic and fire hazards at hazardous industrial and classified sites industry. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(3), 219–228. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-219-228> (In Russ.)

References

1. Suleymanov A.A., Hasanov O. (2007). Mekhanizm obespecheniya bezopasnosti [Safety mechanism]. *Aktual'nye problemy obespecheniya bezopasnosti v Rossijskoj Federacii: Pervaya Mezhdunarodnaya nauchno-prakticheskaya konferenciya [Current problems of security in the Russian Federation: the First International scientific and practical conference]*, 1, 3–5. (In Russ.)

2. Suleymanov A.A. (2006). Ustanovka po opredeleniyu aspiracionnyh potokov [Installation by definition aspiration flows]. *Sistemy bezopasnosti, SB-2006. Mezhdunar. forum informatizacii: materialy 15-j nauchno-tekhnicheckoj konferencii, 28 noyabrya 2019 [Safety Systems – 2006: 15-th International Scientific-Technical Conferences, 28 November 2019]*. Moscow, RAEN, 205–207. (In Russ.)

3. Merih K., Leroy G., Lorenzo M. (2015). Lateral-torsional buckling assessment of steel beams through a stiff-

ness reduction method. *Journal of Constructional Steel Research*, (109), 87–100.

4. Kholmatov K., Khashimova D., Webb S., Musaev B. (2007). Hazardous wastes of mining and energy industries. *Proc. 11th Int. Conf. on Environment and Mineral Processing, Ostrava, Czech Republic, 1*, 45–48.

5. Madzhidov I.U., Ibragimov B.T., Suleymanov A.A. (2019). Fire danger analysis of seismic expansion joints. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(1), 75–80. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-75-80. (In Russ.)

6. Yaskevich M.V., Suleymanov A.A., Tamanova V.V. (2018). Universal'nyj vremennoj vektor pri spasenii postradavshih v rezul'tate sonapravlennoogo vozdejstviya sejsmopozharoопасnogo faktora [Universal time vector for salvation affected by co-directed exposure seismic fire factor]. *Razvitie sovremennoj nauki: teoreticheskie i prikladnye aspekty: sb. statej studentov, magistrrov, aspirantov, molodyh uchenyh i prepodavatelej [The development of modern science: theoretical and applied aspects: collected papers of students, masters, graduate students, young scientists and teachers]*, 26, 58–59.

7. Ibragimov B.T., Suleymanov A.A., Rustamy Zh.R. (2017). Entropiya at assessment of processes of safety.

¹ Adylzhan A. Suleymanov, D.Sc, Professor, "Safety Life Activity" Department, ibragimov-dem@yandex.com

Olimjon A. Djuraev, senior lecturer, "Safety Life Activity" Department.

Sunnat S. Shomansurov, Cand. Tech. Sci., Ph.D., Associate Professor, "Safety Life Activity" Department.

² Farkhod Y. Umarov, DSc., Executive Director.

Tehnik hafsizlik va barkarorlik: materials of a scientific and practical conference. Tashkent: IPB Ministry of Internal Affairs RUZ, 113–115.

8. Ritzkowski M., Musaev M.N. (2008). Analysis of waste collection systems in the new independent states. *Proc. 12th Int. Conf. on Environment and Mineral Processing, Ostrava, Czech Republic, I*, 263–270.

9. Kholmatov K., Musaev M.N. (2008). Waste management in Central Asia – status quo and recommendations. *Proc. 12th Int. Conf. on Environment and Mineral Processing, Ostrava, Czech Republic, II*, 131–135.

10. Musaev M.N. (2008). Assessment of the waste logistics in Central Asia. *ECOBALTICA-2008: The International Youth Science Environmental Forum, Saint Petersburg, Russia, June 26–28*, 191–197.

11. Serkov B.B., Kobelev A.A., Kruglov E., Aseeva R. (2018). Zakonomernosti termookislitel'noj destrukcii polistirol'noj teploizolyacii ponizhennoj goryuchesti [Regularities of thermo-oxidative destruction of polystyrene thermal insulation of reduced combustibility]. *Pozhary i chrezvychajnye situacii: predotvrashchenie, likvidaciya [Fires and emergency situations: prevention, elimination]*, (2), 74–80. (In Russ.)

12. Chiorino M.A. (2014). Analysis of structural effects of time-dependent behavior of concrete: an internationally harmonized format. *Concrete and Reinforced Concrete – Glance at Future: plenary papers of III All Russian (International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete, Moscow, 7*, 338–350.

13. Ibragimov B.T., Muslimov B.A. (2013). Issledovanie vynoslivosti stroitel'nyh konstrukcij zdanij i sooruzhenij, podvergshih'sya odnovremennomu termicheskomu i dinamicheskomu vozdejstviyu [Research of endurance of building constructions of the buildings and constructions which have undergone simultaneous thermal and dynamic influence]. *Tehnik hafsizlik va barkarorlik: materialy*

nauchno-prakticheskoy konferencii [Tehnik hafsizlik va barkarorlik: materials of a scientific and practical conference]. Tashkent: IPB MVD RUZ, 110–114. (In Russ.)

14. Ibragimov B.T., Suleimanov A.A. (2017). Research of Thermal and Mechanical Influence on Ferro-Concrete Designs with Damping Inserts. *International Journal of Advanced Research in Science Engineering and Technology (IJARSET)*, 4(9), 4595–4598.

15. Suleymanov A.A., Rustamy Zh.R., Akramov Zh.T. (2017). Teoreticheskie i prakticheskie problemy obespecheniya bezopasnosti v neftegazovoy promyshlennosti [Theoretical and practical problems of security in the oil and gas industry]. *Nauka, tekhnika i obrazovanie [Science, technology and education]*, 10(40), 24–27. (In Russ.)

16. Musaev M.N., Khashimova D., Kholmatov K. (2017). Management of environmental risks of landfill operation in seismically active regions of the CIS countries of Central Asia. *Proc. 11th Int. Conf. on Environment and Mineral Processing, Ostrava, Czech Republic, I*, 17–22.

17. Nevskaya E.E., Glebova E.V. (2017). Analiz sposobov i sredstv povysheniya urovnya zashchity zdanij i sooruzhenij ot dejstviya udarnyh voln [Analysis of methods and means of increasing the level of protection of buildings and structures from the action of shock waves]. *Bezopasnost' truda v promyshlennosti [Occupational Safety in Industry]*, (2), 73–78. (In Russ.)

18. Musaev M.N., Kholmatov K., Khashimova D., Abdukadirov I., Webb S. (2007). Geotechnical site investigations of landfill in seismically active region of Tashkent. *Proc. 11th Int. Conf. on Environment and Mineral Processing, Ostrava, Czech Republic, I*, 17–22.

19. Madzhidov I.U., Ibragimov B.T., Suleymanov A.A. (2017). Protektologiya v ocnke sejsmicheskoy opasnosti i processov obespecheniya bezopasnosti [Protistology in the assessment of seismic hazard and about processes security]. *Izvestiya FerPI [Proceedings of the FPI]*, (1), 56–57. (In Russ.)

УДК 624.154

DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-3-229-236

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Расчет вертикальной жесткости фундамента с учетом взаимного влияния свай

А.О. Колесников¹, Т.Н. Костюк¹, В.Н. Попов²¹Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин), Российская Федерация, 630008, Новосибирск, ул. Ленинградская, 113²Институт теоретической и прикладной механики имени С.А. Христиановича СО РАН, Российская Федерация, 630090, Новосибирск, ул. Институтская, 4/1

Ключевые слова:

фундамент под машину;
взаимное влияние свай в группе;
волновая модель;
собственная частота колебаний
свайного фундамента

Аннотация

Цели. В статье описаны исследования по определению влияния расстояния между сваями в кусте при вертикальных колебаниях фундаментов на величину динамической жесткости и сравниваются результаты, полученные при натуральных испытаниях, в рамках волновой модели и согласно СП 26.13330.2012.

Методы. Рассчитаны собственные частоты колебаний фундаментов из девяти свай диаметром d с высоким ростверком в зависимости от расстояний между сваями – $2d$, $3d$ и $5d$. Полученные результаты сравнены с данными, полученными после серии импульсных динамических нагружений, выполненных в полунатурных условиях на моделях фундаментов. Значения скоростей поперечных волн определены непосредственно на опытном полигоне по результатам измерений.

Результаты. Установлено, что увеличение расстояния между сваями в кусте приводит к повышению частот собственных колебаний свайных фундаментов. При изменении расстояния между сваями с $2d$ до $5d$ при вертикальных колебаниях фундаментов частота возрастает в 1,32 раза. Показано преимущество результатов расчетов в рамках волновой модели по сравнению с методом из СП 26.13330.2012 и их высокое совпадение с величинами, полученными в ходе экспериментов, что позволяет достоверно определять амплитудно-частотные характеристики фундаментов. Показатели, определяемые согласно СП 26.13330.2012, имеют значительно более низкие значения частот собственных колебаний с максимальным расхождением с экспериментальными данными в 2,7 раза и не в полной мере отражают изменение расстояния между сваями.

История статьи:

Поступила в редакцию: 14 апреля 2019 г.

Доработана: 30 мая 2019 г.

Принята к публикации: 10 июня 2019 г.

Для цитирования

Колесников А.О., Костюк Т.Н., Попов В.Н. Расчет вертикальной жесткости фундамента с учетом взаимного влияния свай // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 3. С. 229–236. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-229-236>

Введение

В настоящее время при оценке характеристик колебаний свайных фундаментов под машины с динамическими нагрузками существуют требования к точности получаемых результатов [1]. Ди-

намический отклик системы «машина – фундамент – грунт» определяется ее собственной частотой и амплитудой колебаний при нормальных условиях работы машины, являющимися двумя наиболее важными параметрами, которые необходимо определить при проектировании фундамента. Если для увеличения собственной частоты и уменьшения амплитуды колебаний фундамента требуется использование свай, то для такого расчета необходимо определение жесткости и демпфирования свайного основания с использованием теории колебаний.

Сваи почти всегда используются в виде кустов или групп, и эффект их взаимодействия существенно влияет на динамические характеристики фун-

¹ Колесников Алексей Олегович, кандидат технических наук, доцент, кафедра инженерной геологии, оснований и фундаментов, eLIBRARY SPIN-код: 1225-7017, ORCID iD: 0000-0002-3627-5888, AuthorID: 150161, ao_kolesnikov@mail.ru

² Костюк Татьяна Николаевна, магистрант, кафедра инженерной геологии, оснований и фундаментов, eLIBRARY SPIN-код: 5302-2974, ORCID iD: 0000-0001-5605-7944, AuthorID: 1029998.

³ Попов Владимир Николаевич, доктор физико-математических наук, главный научный сотрудник, eLIBRARY SPIN-код: 9483-9689, ORCID iD: 0000-0002-6043-2134, AuthorID: 14977.

© Колесников А.О., Костюк Т.Н., Попов В.Н., 2019



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

даментов. Взаимодействие свайного фундамента с окружающим грунтом представляет собой одну из наименее изученных задач динамики фундаментов [2]. Дальнейшее усложнение этой задачи происходит от взаимодействия между сваями в группе. Если расстояние между сваями очень велико, жесткость группы может быть оценена просто путем суммирования жесткостей от одиночных свай. Сваи, находящиеся на близком расстоянии друг от друга, будут оказывать значительное взаимное влияние при динамическом нагружении за счет волны, распространяющейся по грунту от каждой сваи. В результате групповой эффект при динамическом возбуждении может сильно меняться, а отсутствие оценки взаимодействия свая – грунт – свая может сделать результат расчета свайного фундамента абсолютно неточным [3].

Концепция взаимодействия между сваями была введена в [4]. В [5] в решении для группы свай указано, что при близком расстоянии свай смещение одной сваи увеличивается за счет смещения всех других свай, а жесткость и демпфирование группы уменьшаются. В отсутствие аналитического решения для динамического взаимодействия свай, было предположено, что факторы взаимодействия могут быть определены из статического решения [4]. Однако, в стандарте Американского института бетона [6] указано, что динамический групповой эффект значительно отличается от статического группового эффекта, а групповая динамическая жесткость и демпфирование могут быть уменьшены или увеличены взаимодействием системы свая – грунт – свая.

Точное теоретическое решение динамического взаимодействия сваи с грунтом затруднено, поэтому используются различные приближенные методы [5; 7–13]. Однако существует несколько достоверных подтверждений предлагаемых методов результатами динамических испытаний как на маломасштабных группах свай [5; 14–17], так и на группах полномасштабных свай [18; 19], поэтому дальнейшие исследования являются актуальными и полезными.

В [13; 20] была рассмотрена математическая модель и ее решения, описывающие динамическое взаимодействие сваи с грунтом при вертикальном сдвиге в зависимости от ее расположения в составе свайной группы. Из представленных результатов следует, что динамическая жесткость при взаимодействии боковой поверхности сваи с грунтом может изменяться более чем на 20 % в зависимости от ее расположения в группе и расстояния до соседних свай. Однако какого-либо экспериментального подтверждения полученных результатов не приводится.

Несмотря на расширяющееся распространение компьютерных технологий с привлечением больших пакетов программ при оценке характеристик колебаний свайных фундаментов, на практике при инженерных расчетах желательнее получать надежные результаты с использованием простых выражений [21]. В связи с этим целью настоящего исследования является изучение динамического поведения группы свай при вертикальном возбуждении и проверка достоверности модели, рассмотренной в [13; 20], для описания взаимодействия висячих свай в кусте с учетом их взаимного расположения. Для решения поставленной задачи проведено комплексное исследование (с применением теоретического анализа), включающее определение собственных частот при вертикальных колебаниях свайных фундаментов в ходе экспериментов на опытном полигоне. Испытания проводились на модельных группах свай 2×2 , представляющих собой стальные трубы, что снижало величину сопротивления грунта под их нижним концом и позволяло более точно оценивать жесткость боковой поверхности вертикальному сдвигу. Экспериментально определены собственные частоты фундаментов для различных расстояний между сваями. Полученные результаты сравнивались с теоретическими решениями.

1. Методика исследований

С целью оценки взаимовлияния свай в ростверке на собственные частоты при вертикальных колебаниях фундаментов были проведены экспериментальные исследования, схема которых представлена на рис. 1. Испытывались три специально изготовленных свайных фундамента с высоким ростверком с различными вариантами расстояний между девятью сваями в кусте: фундамент Ф-1 – расстояние между сваями 2 диаметра, фундамент Ф-2 – расстояние между сваями 3 диаметра, фундамент Ф-3 – расстояние между сваями 5 диаметров.

Все опытные фундаменты Ф-1, Ф-2, Ф-3 были выполнены в виде монолитного железобетонного ростверка с габаритными размерами $1,0 \times 1,0$ м и толщиной 20 см, опирающегося на девять жестко закрепленных свай диаметром $d = 76$ мм с рабочей длиной 1,4 м, изготовленных из металлических труб с толщиной стенки 3,5 мм. Опалубкой при бетонировании опытных фундаментов Ф-1, Ф-2, Ф-3 служили выровненные стенки котлована. Грунт опытного полигона до глубины 9,3 м состоял из лесовидной маловлажной твердой супеси с плотностью $\rho = 1,70$ т/м³ и модулем деформации $E = 14$ МПа, подстилаемой полутвердыми суглинками. Грунт

товые воды на площадке отсутствовали. Масса каждого из фундаментов равнялась 690 кг.

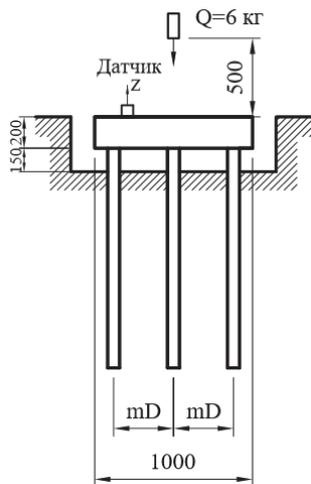


Рис. 1. Схема экспериментальных исследований опытных фундаментов Ф-1, Ф-2, Ф-3:
m – количество диаметров свай *d*
[Figure 1. Scheme of testing foundations F-1, F-2, F-3 experimental researches:
m – quantity of pile diameters *d*]

По одинаковой методике на каждом фундаменте Ф-1, Ф-2, Ф-3 выполнялись серии импульсных вертикальных динамических нагружений (по 20 раз). Импульсное нагружение производилось стальным грузом, имеющим форму параллелепипеда массой 6 кг, который свободно падал на поверхность каждого испытуемого фундамента с высоты 0,5 м.

Для определения собственных частот колебаний использовалась аппаратура АВМ-1, включающая пять трехкоординатных датчиков виброакселерометров марки Analog Devices, аналого-цифровой преобразователь (АЦП) и персональный компьютер, позволяющая регистрировать колебания и одновременно обрабатывать получаемую информацию.

Вибродатчик представлял собой металлический куб с установленными внутри интегральными двухканальными акселерометрами, имеющий возможность закрепления на верхней грани фундамента. Основные характеристики виброакселерометра следующие: измерительный диапазон ±5g, спектральная плотность шума 250 μg/√Hz rms. Датчики подключались к АЦП с помощью соединительных кабелей. В качестве АЦП использовался внешний модуль L-CARD E14-140. Диапазон измерений применяемой аппаратуры представлен на рис. 2.

Данные измерений для каждого из фундаментов Ф-1, Ф-2, Ф-3 сравнивались с результатами расчетов, полученных при использовании аналитических выражений, предложенных в [1; 13; 20].

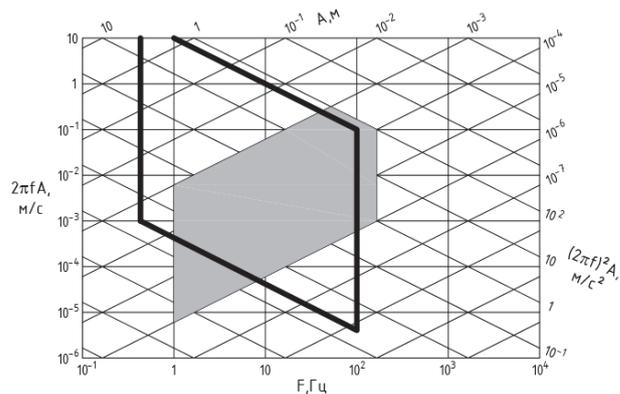


Рис. 2. Диапазон измерений применяемой аппаратуры:
 ■ – область измеряемых параметров; ——— – виброметр АВМ-1
[Figure 2. Measuring range of the vibration equipment:
 ■ – area of measuring parameters; ——— – vibrometer АВМ-1]

Собственные частоты колебаний фундаментов λ_z при вертикальных колебаниях фундаментов определяются согласно

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{K_z}{m}},$$

где K_z – вертикальная жесткость фундамента; m – масса всей установки.

Вертикальная жесткость незаглубленных опытных фундаментов определяется суммированием жесткостей каждой из девяти свай в основании с учетом их волнового взаимодействия в зависимости от расстояния между их осями:

$$K_z = \alpha^{-1} \sum_{i=1}^I K_{zi}, \quad (1)$$

где α – коэффициент взаимного влияния свай; K_z – вертикальная жесткость одиночной сваи, $I = 9$.

Коэффициент взаимного влияния свай α определяется по формуле

$$\alpha = \frac{S_{w10}}{S_{w1j}}, \quad (2)$$

где S_{w10} – коэффициент жесткости одиночной сваи без учета взаимного влияния; \bar{S}_{w1j} – среднее значение коэффициента жесткости свай в кусте.

Коэффициент жесткости одиночной сваи без учета взаимного влияния определяется согласно [12] по формуле

$$S_{w10}(a_0) = 2\pi a_0 \frac{J_0(a_0)J_1(a_0) + Y_0(a_0)Y_1(a_0)}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)}.$$

Среднее значение коэффициента жесткости свай в кусте, согласно [13; 20], связано с безразмерной

частотой колебаний a_0 и расположением свай в ростверке.

Например, для рассматриваемого в данной работе фундамента из девяти свай \bar{S}_{w1j} определяется исходя из схемы расположения свай (рис. 3) по формуле

$$\bar{S}_{w1j} = \frac{4S_{w14}(a_0) + 4S_{w15}(a_0) + S_{w13}(a_0)}{9},$$

$$S_{w13}(a_0) = 2\pi a_0 \frac{J_0(a_0)J_1(a_0) + Y_0(a_0)Y_1(a_0)}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)} - \frac{3}{2}\pi a_0 \frac{J_0(a_0)J_1(ma_0) + Y_0(a_0)Y_1(ma_0)}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)} C,$$

$$S_{w14}(a_0) = 2\pi a_0 \frac{J_0(a_0)J_1(a_0) + Y_0(a_0)Y_1(a_0)}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)} - \frac{5}{4}\pi a_0 \frac{J_0(a_0)J_1(ma_0) + Y_0(a_0)Y_1(ma_0)}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)} C,$$

$$S_{w15}(a_0) = 2\pi a_0 \frac{J_0(a_0)J_1(a_0) + Y_0(a_0)Y_1(a_0)}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)} - \frac{7}{8}\pi a_0 \frac{J_0(a_0)J_1(ma_0) + Y_0(a_0)Y_1(ma_0)}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)} C,$$

$$C = \frac{\sum_{n=1}^N J_{2n-1}(a_0)[Y_{2n-2}(a_0) - Y_{2n}(a_0)] - Y_{2n-1}(a_0)[J_{2n-2}(a_0) - J_{2n}(a_0)]}{\sum_{n=1}^N J_{2n-1}(a_0)[Y_{2n-2}(ma_0) - Y_{2n}(ma_0)] - Y_{2n-1}(a_0)[J_{2n-2}(ma_0) - J_{2n}(ma_0)]},$$

где $a_0 = \omega r_0 / V_s$; ω – угловая частота колебаний; V_s – скорость поперечных волн в грунте; m – количество диаметров свай между их осями; J_n, Y_n – функции Бесселя первого и второго рода, $N = 2$.

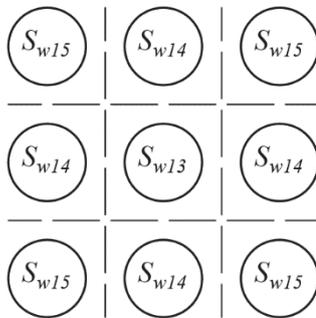


Рис. 3. Схема коэффициентов жесткости опытного свайного фундамента
[Figure 3. Scheme of stiffness ratios of the trial pile foundation]

Вертикальная жесткость одиночной сваи K_{zi} определяется согласно [22] по формуле

$$K_{zi} = \frac{E_p A_p}{r_p} f_{18,1},$$

в которой $E_p = 2,1 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости материала сваи; A_p – площадь поперечного сече-

ния металлической сваи-трубы; r_p – внешний радиус сваи; $f_{18,1}$ – коэффициент, определяемый по табл. 1, согласно [23], зависящий от соотношений L / r_p и E_p / G , где L – длина сваи, $G = V_s^2 \rho$ – модуль сдвига грунта, ρ – плотность грунта, который прорезает свая.

Таблица 1

Коэффициенты вертикальной жесткости $f_{18,1}$ для висячих свай

[Table 1. Vertical stiffness coefficients $f_{18,1}$ for friction piles]

E_p / G	L / r_p				
	10 000	2500	1000	500	250
10,8696	0,0021	0,0052	0,0104	0,0187	0,0332
21,7391	0,0031	0,0083	0,0166	0,0301	0,0509
32,6087	0,0042	0,0104	0,0218	0,0364	0,0571
43,4783	0,0042	0,0125	0,0260	0,0405	0,0582
46,7391	0,0052	0,0135	0,0270	0,0416	0,0582
54,3478	0,0052	0,0145	0,0281	0,0416	0,0582
65,2174	0,0062	0,0166	0,0291	0,0416	0,0582
76,0870	0,0062	0,0177	0,0301	0,0416	0,0582
86,9565	0,0073	0,0187	0,0301	0,0416	0,0582
100,0000	0,0083	0,0197	0,0301	0,0416	0,0582

2. Результаты исследований

Результаты измерений и расчетов частот собственных колебаний фундаментов Ф-1, Ф-2, Ф-3

приведены в табл. 2 и 3 соответственно. Для каждого испытуемого фундамента производилась регистрация частот собственных колебаний и одновременный расчет по формулам (1), (2) и согласно [1] для различных вариантов размещения свай в ростверке $m = 2, 3, 5$.

Необходимо отметить, что при расчетах использовались значения скоростей поперечных волн V_s , определенных непосредственно на опытном полигоне согласно методу, описанному в [22]. Были использованы две погруженные в грунт на расстоянии 2 м друг от друга металлические сваи «источник» и «приемник» диаметром 76 мм и длиной 1500 мм, имеющие на верхних торцах металлические пластины с закрепленными трехкоординатными вибродатчиками. При вертикальном ударе по свае-источнику регистрировались импульсы на ней и на свае-приемнике. По времени прохождения импульса между сваями высчитывалась скорость поперечных волн в грунте. Значение скорости поперечных волн для грунта опытного полигона составило $V_s = 146$ м/с.

Таблица 2

Частоты собственных колебаний фундаментов Ф-1, Ф-2, Ф-3 [Table 2. Natural frequencies of the foundations F-1, F-2, F-3]

Фундамент [Foundation]	Измеренная частота, Гц [Measured frequency, Hz]	Расчетная частота, Гц [Calculated frequency, Hz]	
		СП 26.13330.2012 [SP 26.13330.2012]	Формулы (1), (2) [Formulas (1), (2)]
Ф-1 [F-1]	76,90	29,39	89,22
Ф-2 [F-2]	91,02	33,73	96,80
Ф-3 [F-3]	101,69	41,15	100,13

Таблица 3

Коэффициенты взаимного влияния свай фундаментов Ф-1, Ф-2, Ф-3 [Table 3. Coefficients of the piles mutual influence of foundations F-1, F-2, F-3]

Фундамент [Foundation]	Измеренный коэффициент, α [Measured coefficient, α]	Расчетный коэффициент, α [Calculated coefficient, α]	
		СП 26.13330.2012 [SP 26.13330.2012]	Формула (2) [Formula (2)]
Ф-1 [F-1]	1,32	1,41	1,30
Ф-2 [F-2]	1,11	1,22	1,10
Ф-3 [F-3]	1,00	1,00	1,03

Из результатов экспериментов, проведенных на опытном полигоне, следует, что уменьшение расстояния между сваями в ростверке приводит к понижению частот собственных вертикальных колебаний свайных фундаментов и коэффициента взаимовлияния (рис. 4). Уменьшение расстояния между сваями в кусте с 5 диаметров до 2 способствует

уменьшению частот вертикальных колебаний в 1,32 раза, при этом коэффициент взаимного влияния увеличивается от своего самого минимального значения, равного 1,00, до 1,32. Можно отметить, что увеличение расстояния между сваями с 2 до 3 диаметров более значительно влияет на увеличение частот собственных колебаний и коэффициента взаимного влияния и составляет около 19 % в обоих случаях. Дальнейшее увеличение расстояния между сваями приводит к менее существенному увеличению частоты собственных вертикальных колебаний и коэффициента взаимного влияния свай и равняется 11 %.

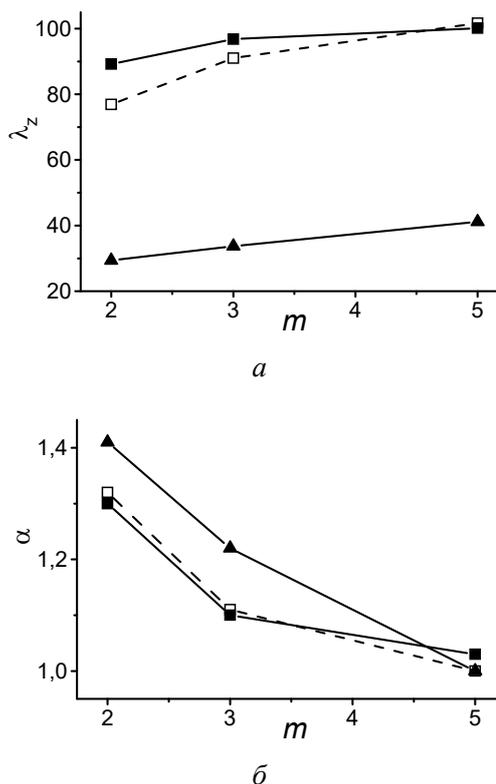


Рис. 4. Зависимость резонансной частоты λ_z (а) и коэффициента взаимного влияния α (б) от расстояния между сваями m : итриховые линии – данные измерений авторов (□); сплошные линии – результаты расчетов по формулам (1) и (2) (■) и согласно СП 26.13330.2012 (▲) [Figure 4. Correlation of the resonant frequency λ_z (a) and the piles mutual ratio α (b) from the distance between piles m : dashed lines – the results of measurements of the authors (□); solid lines – the results of calculations according to formulas (1) and (2) (■) and SP 26.13330.2012 (▲)]

Приведенные в табл. 2 и 3 результаты, полученные согласно [1], демонстрируют значительно более низкие (в 2 раза) значения рассчитанных частот собственных колебаний в сравнении с данными опытных замеров. Однако полученные в результате расчетов значения коэффициентов взаимного влияния

практически полностью совпадают с опытными данными. Из чего следует, что эффект взаимного влияния свай в кусте согласно выражениям [1] для определения жесткости свайных фундаментов учитывается достаточно полно, но существуют некоторые проблемы при определении жесткости.

В табл. 2, 3 и на рис. 4 отображены результаты проведения инженерных расчетов с использованием формулы (2) для определения жесткостей свайных фундаментов с различным расстоянием между сваями – случаи расположения $2d$, $3d$, $5d$. При вычислении частот собственных колебаний свайных фундаментов с различным размещением свай в ростверке (рис. 3) коэффициенты S_{w1j} для разных случаев размещения свай в группе ($j=3, 4, 5$) определялись согласно [20]. Представленные значения частот подтверждают, что расчеты в рамках используемых приближений позволяют получить хорошее совпадение с экспериментальными данными.

Рассматривая результаты, полученные с использованием формулы (1), различие с опытными данными оценивается от 2 до 16 %. Большая величина расхождения зафиксирована при расстоянии между сваями $m = 2$ для фундамента Ф-1 как следствие неточности изготовления опытного ростверка в полевых условиях. Из оценки результатов, полученных с использованием формулы (2), следует, что различий с опытными данными практически не существует, разброс для случаев при $m = 2, 3, 5$ составляет от 1 до 3 %.

Выводы

Исследование показало, что соотношения (1) и (2), учитывающие взаимное влияние свай в кусте, полученные в рамках волновой модели и применяемые для расчета динамических жесткостей при рассмотрении вертикальных колебаний свайных фундаментов, дают более точные результаты при определении резонансных частот по сравнению с методом, предложенным в [1], что подтверждается сравнением результатов с данными экспериментальных исследований, выполненных в полунатурных условиях. Частоты колебаний, найденные с использованием рассмотренных формул, показывают лучшее приближение к частотам, определенным опытными путем, по сравнению с существующими методами действующих норм.

Список литературы

1. СП 26.13330.2012. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Актуализированная редакция СНиП 2.02.05–87. Введ. 2013-01-01.

2. *Rashidifar M.A., Rashidifar A.A., Abertavi A.* Non-linear characteristics of the pile soil system under vertical vibration // *Universal Journal of Engineering Science*. 2016. Vol. 4. No. 4. Pp. 59–65.

3. *Novak M., El Sharnouby B.* Evaluation of dynamic experiments on pile group // *Jl. of Geotech. Eng.* 1984. Vol. 110. Issue 6. Pp. 738–756.

4. *Poulos H.G.* Analysis of the settlement of pile groups // *Geotechnique*. 1968. Vol. 18. Issue 4. Pp. 449–471.

5. *Novak M., Grigg R.F.* Dynamic experiments with small pile foundations // *Canadian Geotech. J.* 1976. Vol. 13. Issue 4. Pp. 372–385.

6. ACI Committee 351. Foundations for dynamic equipment. American Concrete Institute, 2004. 63 p.

7. *Matlock H., Foo S.H.C., Bryant L.M.* Simulation of lateral pile behaviour under earthquake motion // *Proc. ASCE Geotech. Eng. Div. Spec. Conf. on Earthq. Eng. and Soil Dyn.* 1978. Vol. 1. Pp. 600–619.

8. *Sheta M., Novak M.* Vertical vibration of pile groups // *J. Geotech. Engng.* 1982. Vol. 108. Pp. 570–590.

9. *Veletsos A.S., Dotson K.W.* Vertical and torsional vibration of foundations in inhomogeneous media // *Jl. of Geotech. Eng.* 1988. Vol. 114. Issue 9. Pp. 1002–1021.

10. *El Naggar M.H., Novak M.* Non-linear model for dynamic axial pile response // *Jl. of Geotech. Eng.* 1994. Vol. 120. Issue 2. Pp. 308–329.

11. *Gazetas G., Makris N.* Dynamic pile-soil-pile interaction. Part I. Analysis of axial vibration // *Earthquake Engng. ASCE*. 1991. Vol. 20. Pp. 115–132.

12. *Баранов В.А.* О расчете вынужденных колебаний заглубленного фундамента // *Вопросы динамики и прочности: тр. Рижского ПИ*. 1967. № 14. С. 195–209.

13. *Колесников А.О., Попов В.Н.* Оценка динамических реакций на контурах нескольких круглых вырезов при колебаниях пластины // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2014. № 3. С. 37–43.

14. *Hassini S., Woods R.D.* Dynamic experiments with model pile foundations // *Proc. 12th ICSMFE*. 1989. Vol. 2. Pp. 1135–1138.

15. *Han Y., Vaziri H.* Dynamic response of pile groups under lateral loading // *Soil Dyn. and Earthq. Eng.* 1992. Vol. 11. Pp. 87–99.

16. *Manna B., Baidya D.K.* Dynamic nonlinear response of pile foundations under vertical vibration. Theory versus experiment // *Soil Dyn. and Earthq. Eng.* 2010. Vol. 30. Pp. 456–469.

17. *Burr J.P., Pender M.J., Larkin T.J.* Dynamic response of laterally excited pile groups // *Jl. of Geotech. & Geoenviron. Eng.* 1997. Vol. 123. No. 1. Pp. 1–8.

18. *Blaney G.W., Muster G.L., O'Neill M.W.* Vertical vibration test of a full-scale pile group // *Geotechnical Special Publication*. 1987. No. 11. Pp. 149–165.

19. *Crouse C.B., Cheang L.* Dynamic testing and analysis of pile-group foundations // *Geotechnical Special Publication*. 1987. No. 11. Pp. 79–98.

20. *Колесников А.О., Попов В.Н.* Динамические реакции на контурах круговых вырезов с учетом их взаимного расположения при колебаниях пластины // *Известия ВНИИГ имени Б.Е. Веденеева*. 2017. Т. 283. С. 3–10.

21. *Prakash S., Sharma H.D.* Pile Foundations in Engineering Practice. John Wiley&Sons, Inc., 1990. 784 p.

22. Chowdhury I., Dasgupta S.P. Dynamics of Structure and Foundation – A Unified Approach: 1. Fundamentals. CRC Press, 2008. 882 p.

23. Novak M., El Sharnouby B. Stiffness and damping constants for single piles // *Jl. of Geotech. Eng.* 1983. Vol. 109. Pp. 961–974.

RESEARCH PAPER

Calculation of foundation vertical stiffness with the piles mutual influence effect

Aleksei O. Kolesnikov¹, Tatiana N. Kostiuk¹, Vladimir N. Popov²

¹Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), 113 Leningradskaya St., Novosibirsk, 630008, Russian Federation

²Khrstianovich Institute of Theoretical and Applied Mechanics, SB RAS, 4/1 Institutskaya St., Novosibirsk, 630090, Russian Federation

Keywords:

foundation under equipment;
mutual influence of piles in group;
wave model;
natural-vibration frequency of
the pile foundation

Abstract

Aims of research. Studies to determine the effect of the distance between the piles in group with vertical oscillations of pile foundations on the value of dynamic stiffness are carried out and the results obtained in full-scale tests, within the wave model and according to SP 26.13330.2012 are compared.

Methods. The eigenfrequency changes of the foundation of nine piles with a diameter (d) with a high pile cap are calculated depending on the distances between the piles – $2d$, $3d$ and $5d$. The obtained results are compared with the data obtained after a series of pulse dynamic loads performed under semi-natural conditions on foundation models. The values of the transverse wave velocities were determined directly at the test site.

Results. It is found that the reduction of the distance between the piles in the bush leads to a decrease in the natural vibration frequencies of pile foundations. Reducing the distance between piles from 5 to 2 diameters of piles leads to reduce the frequency of vertical vibrations of pile foundations by 1.32 times. It is shown the advantage of the results of calculations in the framework of the wave model in comparison with the method of SP 26.13330.2012. Also shown their high coincidence with the values obtained in the course of experiments, which allows to accurately determine the amplitude-frequency characteristics of the foundations. The results determined according to SP 26.13330.2012 have significantly lower values of natural frequencies and do not fully reflect the change in the distance between the piles. The maximum discrepancy with the experimental data is 2.7 times for the vertical oscillations of the pile foundation.

Article history:

Received: April 14, 2019

Revised: May 30, 2019

Accepted: June 10, 2019

For citation

Kolesnikov A.O., Kostiuk T.N., Popov V.N. (2019). Calculation of foundation vertical stiffness with the piles mutual influence effect. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(3), 229–236. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-229-236> (In Russ.)

References

1. SP 26.13330.2012. *Foundations of machines with dynamic loads*. Updated version of SNiP 2.02.05–87. Enter. 2013-01-01.

2. Rashidifar M.A., Rashidifar A.A., Abertavi A. (2016). Nonlinear characteristics of the pile soil system under vertical vibration. *Universal Journal of Engineering Science*, 4(4), 59–65.

3. Novak M., El Sharnouby B. (1984). Evaluation of dynamic experiments on pile group. *Jl. of Geotech. Eng.*, 110(6), 738–756.

4. Poulos H.G. (1968). Analysis of the settlement of pile groups. *Geotechnique*, 18(4), 449–471.

5. Novak M., Grigg R.F. (1976). Dynamic experiments with small pile foundations. *Canadian Geotech. J.*, 13(4), 372–385.

6. ACI Committee 351. (2004). *Foundations for dynamic equipment*. American Concrete Institute.

7. Matlock H., Foo S.H.C., Bryant L.M. (1978). Simulation of lateral pile behaviour under earthquake motion. *Proc. ASCE Geotech. Eng. Div. Spec. Conf. on Earthq. Eng. and Soil Dyn.*, 1, 600–619.

8. Sheta M., Novak M. (1982). Vertical vibration of pile groups. *J. Geotech. Engng.*, 108, 570–590.

9. Veletsos A.S., Dotson K.W. (1988). Vertical and torsional vibration of foundations in inhomogeneous media. *Jl. of Geotech. Eng.*, 114(9), 1002–1021.

10. El Naggar M.H., Novak M. (1994). Non-linear model for dynamic axial pile response. *Jl. of Geotech. Eng.*, 120(2), 308–329.

11. Gazetas G., Makris N. (1991). Dynamic pile-soil-pile interaction. Part I. Analysis of axial vibration. *Earthquake Engng. ASCE*, 20, 115–132.

¹ Aleksei O. Kolesnikov, Cand. Sc. (Technical), Associate Professor, Department of Engineering Geology, Bases and Foundations, eLIBRARY SPIN-code: 1225-7017, ORCID iD: 0000-0002-3627-5888, AuthorID: 150161, ao_kolesnikov@mail.ru

Tatiana N. Kostiuk, master student, Department of Engineering Geology, Bases and Foundations, eLIBRARY SPIN-code: 5302-2974, ORCID iD: 0000-0001-5605-7944, AuthorID: 1029998.

² Vladimir N. Popov, Dr. Sc. (Physics-Mathematical), Chief Researcher, eLIBRARY SPIN-код: 9483-9689, ORCID iD: 0000-0002-6043-2134, AuthorID: 14977.

12. Baranov V.A. (1967). O raschete vyinuzhdennykh kolebaniy zaglubennogo fundamenta [On the calculation of forced oscillations of the deepening foundation]. *Voprosy dinamiki i prochnosti: Trudy Rizhskogo Politehnicheskogo Instituta*, (14), 195–209. (In Russ.)
13. Kolesnikov A.O., Popov V.N. (2014). Otsenka dinamicheskikh reaktsiy na konturakh neskol'kikh kruglykh vyerezov pri kolebaniyakh plastiny [An estimation of dynamic reactions on the contour of several circular cuts at plate oscillations]. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruksiy i sooruzheniy*, (3), 37–43. (In Russ.)
14. Hassini S., Woods R.D. (1989). Dynamic experiments with model pile foundations. *Proc. 12th ICSMFE*, 2, 1135–1138.
15. Han Y., Vaziri H. (1992). Dynamic response of pile groups under lateral loading. *Soil Dyn. and Earthq. Eng.*, 11, 87–99.
16. Manna B., Baidya D.K. (2010). Dynamic nonlinear response of pile foundations under vertical vibration. Theory versus experiment. *Soil Dyn. and Earthq. Eng.*, 30, 456–469.
17. Burr J.P., Pender M.J., Larkin T.J. (1997). Dynamic response of laterally excited pile groups. *Jl. of Geotech. & Geoenviron. Eng.*, 123(1), 1–8.
18. Blaney G.W., Muster G.L., O'Neill M.W. (1987). Vertical vibration test of a full-scale pile group. *Geotechnical Special Publication*, (11), 149–165.
19. Crouse C.B., Cheang L. (1987). Dynamic testing and analysis of pile-group foundations. *Geotechnical Special Publication*, (11), 79–98.
20. Kolesnikov A.O., Popov V.N. (2017). Dinamicheskie reaktsii na konturakh krugovykh vyerezov s uchetom ikh vzaimnogo raspolozheniya pri kolebaniyakh plastiny [Dynamic reactions on contours of circular cuts taking into account their mutual arrangement at plate oscillations]. *Izvestiya VNIIG imeni B.Ye. Vedeneeva*, 283, 3–10. (In Russ.)
21. Prakash S., Sharma H.D. (1990). Pile foundations in engineering practice. John Wiley&Sons, Inc.
22. Chowdhury I., Dasgupta S.P. (2008). *Dynamics of Structure and Foundation – A Unified Approach: 1. Fundamentals*. CRC Press.
23. Novak M., El Sharnouby B. (1983). Stiffness and damping constants for single piles. *Jl. of Geotech. Eng.*, 109, 961–974.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

УДК 626/691.328:620.1

DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-3-237-242

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Экспериментальные исследования железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, усиленных композитными материалами

К.Е. Фролов¹

ПАО «РусГидро», Российская Федерация, 127006, Москва, ул. Малая Дмитровка, 7

Ключевые слова:

гидротехнические сооружения;
железобетонные конструкции;
углеродные ленты и ламели;
экспериментальные исследования;
изгибающий момент;
контрольно-измерительная аппаратура

Аннотация

Актуальность. В процессе эксплуатации (в первую очередь при длительной эксплуатации) гидротехнических сооружений возникает необходимость усиления их железобетонных конструкций. В последние годы в промышленном и гражданском строительстве находит применение усиление железобетонных конструкций системами внешнего армирования из композитных материалов (например, углеродных). При этом в гидротехническом строительстве имеются только единичные примеры такого усиления.

Цели. Представленные в статье экспериментальные исследования железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, усиленных внешним армированием из углеродных материалов, проводились в целях обоснования применения внешнего армирования на основе углеродных материалов (лент и ламелей) для усиления железобетонных конструкций гидротехнических сооружений.

Методы. Эксперименты по усилению гидротехнических сооружений внешним армированием из углеродных материалов осуществлялись с использованием специально изготовленных железобетонных моделей гидротехнических конструкций балочного типа. При этом для моделирования принимались железобетонные конструкции, имеющие характерные признаки гидротехнических сооружений, такие как невысокие классы бетона и проценты армирования (менее 1 %). Усиление железобетонных моделей выполнялось углеродными лентами и ламелями. Экспериментальные исследования проводились при действии изгибающего момента по стандартным методикам. Определялось повышение прочности железобетонных конструкций за счет их усиления углеродными лентами и ламелями.

Результаты. Получены данные о прочности железобетонных конструкций гидротехнических сооружений без усиления и усиленных углеродными лентами и ламелями при действии изгибающего момента. На основе проведенного сравнения определено повышение прочности железобетонных конструкций за счет их усиления углеродными лентами и ламелями.

История статьи:

Поступила в редакцию: 04 марта 2019 г.

Доработана: 12 мая 2019 г.

Принята к публикации: 12 июня 2019 г.

Для цитирования

Фролов К.Е. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, усиленных композитными материалами // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 3. С. 237–242. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-237-242>

Введение

В настоящее время находит применение усиление железобетонных конструкций промышленного и гражданского назначения внешним арми-

рованием из композитных материалов. Что касается практики отечественного гидротехнического строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений, то имеются отдельные примеры использования такого усиления. Поэтому возникает необходимость обоснования применения усиления внешним армированием из углеродных материалов (лент и ламелей) для усиления железобетонных конструкций гидротехнических сооружений.

Железобетонные конструкции гидротехнических сооружений принципиально отличаются от

¹ Фролов Кирилл Евгеньевич, инженер, заместитель генерального директора по научно-проектной деятельности; соискатель ученой степени, кафедра гидротехнических сооружений, Институт мелиорации, водного хозяйства и строительства имени А.Н. Костякова, Российский государственный аграрный университет – МСХА имени К.А. Тимирязева, frolovke@gidroogk.ru

© Фролов К.Е., 2019



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

железобетонных конструкций промышленных и гражданских сооружений.

Для железобетонных конструкций гидротехнических сооружений характерны:

- значительные габариты, в том числе высота сечения конструкции более 1 м;
- невысокие классы бетона (В10–В25);
- невысокие классы рабочей арматуры (А-II, А-III, в последние годы находит применение арматура класса А500);
- невысокие проценты армирования (менее 1 %);
- большие диаметры арматуры (до 70 мм А-II, до 40 мм А-III);
- наличие межблочных строительных швов;
- особенности характера действия нагрузок (включая противодействие воды в раскрывшихся швах и трещинах).

Выполнен анализ отечественного и зарубежного опыта усиления железобетонных конструкций внешним армированием из углеродных материалов [1–7], показавший, что наиболее целесообразно усиливать железобетонные конструкции системами внешнего армирования из углеродных лент и ламелей.

1. Цель исследований

В целях экспериментального обоснования применения внешнего армирования из композитных материалов для усиления гидротехнических соору-

жений были проведены экспериментальные исследования прочности железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, усиленных углеродными лентами и ламелями, при действии изгибающего момента.

2. Материалы и методы исследований

Для экспериментов на действие изгибающего момента были изготовлены железобетонные модели балочного типа длиной 215 см, высотой 30 см и шириной 15 см (рис. 1).

При этом создавались модели двух серий, отличающиеся армированием и классом бетона, присущих конструкциям гидротехнических сооружений.

Модели одной серии имели армирование 2 диаметра 10 мм класса А500С (процент армирования 0,39 %) и изготавливалась из бетона класса В15 (рис. 1, а).

Модели другой серии имели армирование 3 диаметра 12 мм класса А500С (процент армирования 0,83 %) и изготавливалась из бетона класса В25 (рис. 1, б).

В каждую серию входили: две балки-близнеца без усиления; две балки-близнеца, усиленные углеродными лентами; две балки-близнеца, усиленные углеродными ламелями. Таким образом, было изготовлено двенадцать железобетонных моделей балочного типа.

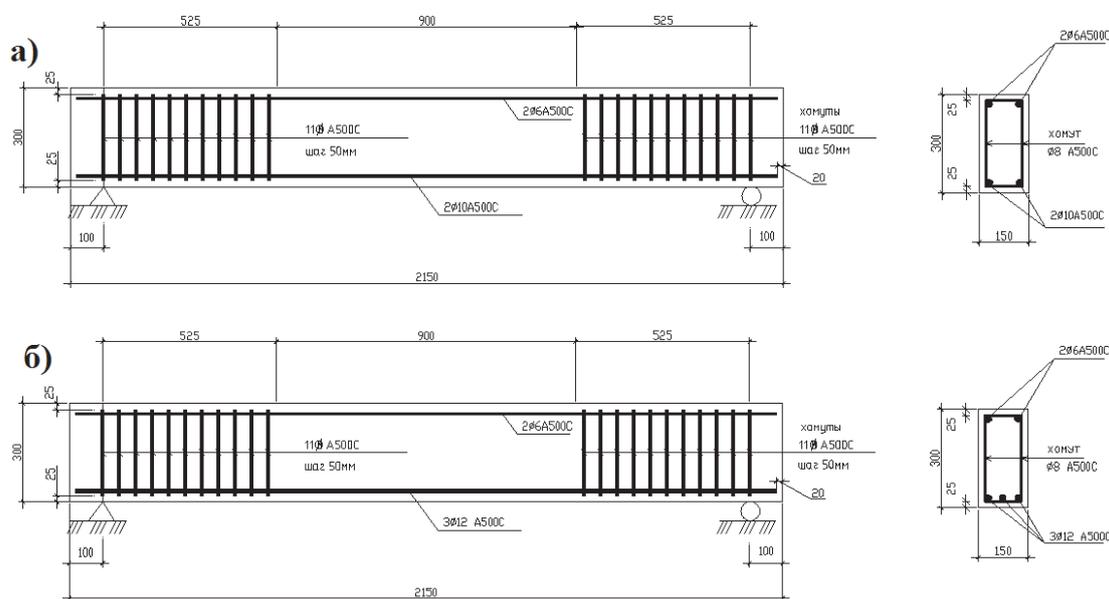


Рис. 1. Конструкция железобетонных моделей
[Figure 1. The reinforced concrete models construction]

Для усиления железобетонных моделей использовались углеродные ленты типа FibArm Tape 230/300 толщиной 0,128 мм и углеродные ламели типа

FibArm Lamel 12/50. Ширина ленты принималась равной ширине моделей – 150 мм. Толщина ламелей принималась равной 1,2 мм, ширина – 50 мм.

Ленты наклеивались на нижней растянутой грани моделей в два слоя. Ламели также наклеивались на нижней растянутой грани модели. На опорных участках продольные углеродные ленты и ламели закреплялись замкнутыми хомутами из углеродной ленты FibArm Tape 230/300 шириной 300 мм (рис. 2 и 3).

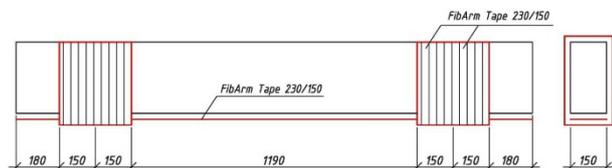


Рис. 2. Схема оклейки железобетонных моделей углеродными лентами
[Figure 2. The reinforced concrete models pasting with carbon tapes scheme]

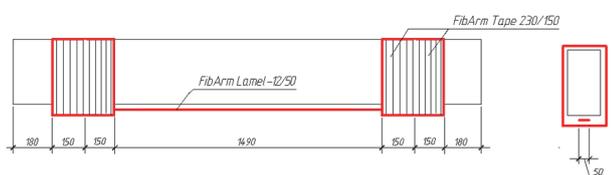


Рис. 3. Схема оклейки железобетонных моделей углеродными ламелями
[Figure 3. The reinforced concrete models pasting with carbon lamellas scheme]

В целях определения фактической прочности бетона моделей на сжатие и растяжение, а также модуля деформации одновременно с моделями бетонируются стандартные контрольные образцы: кубики размером $100 \times 100 \times 100$ мм; призмы размером $100 \times 100 \times 400$ мм и цилиндры диаметром 150 мм и высотой 150 мм.

Для проведения испытаний на действие изгибающего момента железобетонные модели длиной 2,15 м устанавливались на специальном стенде на двух опорах, расставленных на расстоянии 1,95 м друг от друга. Одна из опор – неподвижная, другая – катковая.

Для приложения вертикальной нагрузки применялся гидродомкрат, расположенный в центре пролета. Нагрузка передавалась на конструкцию через распределительную траверсу симметрично в двух точках на расстояниях 45 см от центра пролета и 52,5 см от опор (рис. 3).

В ходе испытаний железобетонных моделей опытная нагрузка прикладывалась ступенями, составляющими 10 % от разрушающей нагрузки. При достижении 80 % от разрушающей нагрузки прикладывалась более мелкими ступенями (по 5 % от нагрузки разрушения). После приложения соответствующей нагрузки на каждом этапе произ-

водилась выдержка, составляющая 15 мин, после этого регистрировались показания приборов.

Вид испытания железобетонных моделей представлен на рис. 4.



Рис. 4. Испытание железобетонных моделей
[Figure 4. The reinforced concrete models testing]

Экспериментальные исследования проводились с учетом опыта исследований гидротехнических сооружений [8–13]. Результаты экспериментальных исследований железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, имеющих межблочные строительные швы, проведенных с участием автора, представлены в [14].

3. Результаты исследований

В результате проведенных испытаний железобетонных моделей, в том числе усиленных углеродными лентами и ламелями, на действие изгибающего момента были получены следующие результаты.

Железобетонные модели-близнецы, изготовленные из бетона В15 с армированием 0,39 %, не имеющие усиления, разрушились при величине нагрузки 83,0 и 88,0 кН.

Железобетонные модели-близнецы, изготовленные из бетона В15 с армированием 0,39 %, усиленные углеродными лентами, разрушились при нагрузках 159,2 и 191,0 кН.

Железобетонные модели-близнецы, изготовленные из бетона В15 с армированием 0,39 %, усиленные углеродными ламелями, разрушились при нагрузках 161,1 и 160,0 кН.

Железобетонные модели-близнецы, изготовленные из бетона В25 с армированием 0,83 %, не имеющие усиления, разрушились при величине нагрузки 165,8 кН.

Железобетонные модели-близнецы, изготовленные из бетона В25 с армированием 0,83 %, уси-

ленные углеродными лентами, разрушились при нагрузках 232,0 и 257,0 кН.

Железобетонные модели-близнецы, изготовленные из бетона В25 с армированием 0,83 %, уси-

ленные углеродными ламелями, разрушились при нагрузках 250,6 и 238,7 кН.

Результаты проведенных экспериментальных исследований приведены в таблице.

Таблица

Результаты экспериментальных исследований железобетонных моделей, усиленных углеродными лентами и ламелями, при действии изгибающего момента
[Table. The results of experimental studies of reinforced concrete models, strengthened with carbon ribbons and lamellae, under the action of bending moment]

№	Модель [Model]	Установка элементов усиления [Strengthening elements setting]	Прочность бетона на сжатие, МПа [Concrete compressive strength, MPa]	Разрушающая нагрузка, кН [Breaking load, kN]	$R_{\text{эксп}}, R_{\text{расч}}$ [$R_{\text{oper}}, R_{\text{calc}}$]
<i>Бетон В15, армирование 2Ø10А500С [Concrete В15, reinforcement 2Ø10А500С]</i>					
1	Б-И15-1	Без усиления [Without amplification]	25,8	88,00	1,14
2	Б-И15-2		15,9	83,00	1,09
3	Б-И15-3	Усиление углеродной лентой [Carbon tape einforcement]	24,4	191,00	2,50
4	Б-И15-4		24,4	159,20	2,10
5	Б-И15-5	Усиление углеродной ламелью [Reinforced carbon lamella]	20,5	161,1	2,15
6	Б-И15-6		20,5	160,0	2,13
<i>Бетон В25, армирование 3Ø12А500С [Concrete В25, reinforcement 3Ø12А500С]</i>					
7	Б-И25-1	Без усиления [Without amplification]	29,5	165,80	1,03
8	Б-И25-6		36,5	165,80	1,03
9	Б-И25-4	Усиление углеродной лентой [Carbon tape einforcement]	39,7	257,00	1,57
10	Б-И25-5		24,3	232,00	1,42
11	Б-И25-2	Усиление углеродной ламелью [Reinforced carbon lamella]	37,4	250,6	1,53
12	Б-И25-3		37,4	238,7	1,46

Следовательно, за счет усиления углеродными лентами прочность железобетонных конструкций из бетона В15 с армированием 0,39 % повысилась в среднем в 2,3 раза; прочность железобетонных конструкций из бетона В25 с армированием 0,83 % – в 1,5 раза.

За счет усиления углеродными ламелями, прочность железобетонных конструкций из бетона В15 с армированием 0,39 % повысилась в среднем в 2,14 раза; прочность железобетонных конструкций из бетона В25 с армированием 0,83 % – в 1,5 раза.

В результате при меньшем армировании и классе бетона эффективность усиления железобетонных конструкций выше, что подтверждает актуальность данного метода усиления для гидротехнических сооружений.

Список литературы

1. Jian-he Xie, Ruo-lin Hu. Experimental study on rehabilitation of corrosion-damaged reinforced concrete beams with carbon fiber reinforced polymer // Construction and Building Materials. 2012. Vol. 38. Pp. 708–716.
2. Ehab Hamed, 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.

3. Yinzhi Zhou, Mingkang Gou, Fengyu Zhang, Shoujun Zhang, Dan Wang. 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.

4. Сердюк А.И., Чернявский В.Л. Опыт усиления строительных конструкций композиционными материалами при реконструкции Баксанской ГЭС // Гидротехника. 2013. № 3 (32). С. 115–117.

5. Козырев Д.В., Симохин А.С., Чернявский В.Л., Осмак П.П. Ремонт участков напорного коллектора композитными материалами // Монтажные и специальные работы в строительстве. № 9. 2009. С. 2–5.

6. Александров А.В., Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Балагуров В.Б. Расчетное обоснование и технические решения по усилению железобетонных конструкций ГЭС (ГАЭС), имеющих трещины различного направления, при действии комплекса нагрузок // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2014. № 6. С. 50–54.

7. Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Балагуров В.Б., Александров А.В. Новая технология ремонта ГЭС посредством армирования композитными материалами // Известия ВНИИГ. 2016. Т. 280. С. 3–10.

8. Лисичкин С.Е., Рубин О.Д., Ляпин О.Б., Нефедов А.В. Исследования бетонных и железобетонных энергетических сооружений // Гидротехническое строительство. 1999. № 8/9. С. 22–28.

9. Лисичкин С.Е., Рубин О.Д., Камнев Н.М. Экспериментальное обоснование узла распределителя к напор-

ному водоводу здания ГЭС гидроузла Аль Вахда // Гидротехническое строительство. 1998. № 6. С. 52–56.

10. Фролов К.Е. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций гидротехнических сооружений с системой внешнего армирования углеродными композитными ламелями // Природообустройство. 2017. № 1. С. 56–61.

11. Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Фролов К.Е. Результаты экспериментальных исследований железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, усиленных углеродными лентами, при действии изгибающего момента // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2016. № 6. С. 58–63.

12. Рубин О.Д., Селезнев С.В. Экспериментальные исследования сборно-монолитных конструкций с бессварными стыками // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Л.: Энергоатомиздат, 1987. С. 154–158

13. Рубин О.Д., Ляпин О.Б., Ни В.Е. Усиление эксплуатируемых подпорных сооружений // Гидротехническое строительство. 1989. № 12. С. 42–45.

14. 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.

RESEARCH PAPER

Experimental studies of reinforced concrete structures of hydraulic structures strengthened with composite materials

Kirill E. Frolov¹

RusHydro (Public Joint-Stock Company), 7 Malaya Dmitrovka St., Moscow, 127006, Russian Federation

Keywords:

hydraulic structures;
reinforced concrete structures;
carbon tapes and lamellae;
experimental studies;
bending moment;
instrumentation equipment

Abstract

Relevance. During the operation process (first of all, long-term operation) of hydraulic structures, it becomes necessary to strengthen their reinforced concrete structures. In recent years, reinforcement of reinforced concrete structures has been used in industrial and civil construction by external reinforcement systems made of composite materials (for example, carbon materials). In this case, in hydraulic engineering construction there are only isolated examples of such amplification.

Aims of research. Experimental studies of reinforced concrete structures of hydraulic structures strengthened with external reinforcement from carbon materials presented in the article were carried out in order to substantiate the use of external reinforcement based on carbon materials (tapes and lamellae) to reinforce reinforced concrete structures of hydraulic structures.

Methods. In order to carry out an experimental study of the strengthening of hydraulic structures with external reinforcement, reinforced concrete models of hydraulic structures of a beam type were made of carbon materials. At the same time, reinforced concrete structures with characteristic features of hydraulic structures, such as low concrete classes and reinforcement percentages (less than 1%), were adopted for modeling. Reinforced concrete models were strengthened with carbon ribbons and lamellae. Experimental studies were carried out under the action of a bending moment using standard methods. The increase in the strength of reinforced concrete structures due to their reinforcement with carbon ribbons and lamellae was determined.

Results. The results of experimental studies of the strength of reinforced concrete structures of hydraulic structures without reinforcement and reinforced with carbon ribbons and lamellae under the action of a bending moment are presented. On the basis of the comparison carried out, the increase in the strength of reinforced concrete structures is determined by their reinforcement with carbon ribbons and lamellae.

Article history:

Received: March 04, 2019

Revised: May 12, 2019

Accepted: June 12, 2019

For citation

Frolov K.E. (2019). Experimental studies of reinforced concrete structures of hydraulic structures strengthened with composite materials. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(3), 237–242. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-237-242> (In Russ.)

References

1. Jian-he Xie, Ruo-lin Hu. (2012). Experimental study on rehabilitation of corrosion-damaged reinforced concrete

beams with carbon fiber reinforced polymer. *Construction and Building Materials*, 38, 708–716.

2. Ehab Hamed, Bradford M.A. (2012). Flexural time-dependent cracking and post-cracking behaviour of FRP strengthened concrete beams. *International Journal of Solids and Structures*, 49, 1595–1607.

3. Yinzhi Zhou, Mingkang Gou, Fengyu Zhang, Shoujun Zhang, Dan Wang. (2013). Reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer by fric-

¹ Kirill E. Frolov, Engineer, Deputy General Director for Research and Development Activities; candidate for a scientific degree, Department of Hydrotechnical Structures, Institute of Amelioration, Water Management and Construction named after A.N. Kostyakov, Russian State Agrarian University – Moscow Timiryazev Agricultural Academy, frolovke@gidroogk.ru

tion hybrid bond technique: experimental investigation. *Materials and Design*, 50, 130–139.

4. Serdyuk A.I., Chernyavskiy V.L. (2013). Opyt usileniya stroitel'nykh konstruksiy kompozitsionnymi materialami pri rekonstruktsii Baksanskoy GES [The Experience in strengthening building structures with composite materials during the reconstruction of the Baksanskaya HPP]. *Gidrotekhnika [Hydrotechnika]*, (3–32), 115–117. (In Russ.)

5. Kozyrev D.V., Simokhin A.S., Chernyavskiy V.L., Os'mak P.P. (2009). Remont uchastkov napornogo kollektora kompozitnymi materialami [Repair of pressure collector areas with composite materials]. *Montazhnyye i spetsial'nyye raboty v stroitel'stve [Installation and special works in construction]*, (9), 2–5. (In Russ.)

6. Aleksandrov A.V., Rubin O.D., Lisichkin S.E., Balagurov V.B. (2014). Raschetnoye obosnovaniye i tekhnicheskkiye resheniya po usileniyu zhelezobetonnykh konstruksiy GES (GAES), imeyushchikh treshchiny razlichnogo napravleniya, pri deystvii kompleksa nagruzok [Estimated rationale and technical solutions for strengthening concrete structures of HPP (SPP) having cracks of different directions, under the influence of complex loads]. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, (6), 50–54. (In Russ.)

7. Rubin O.D., Lisichkin S.E., Balagurov V.B., Aleksandrov A.V. (2016). Novaya tekhnologiya remonta GTS posredstvom armirovaniya kompozitnymi materialami [New technology hydropower constructions repair through reinforcement with composite materials]. *Izvestiya VNIIG [Proceedings of the All-Russian Research Institute of Hydraulic Engineering]*, (280), 3–10. (In Russ.)

8. Lisichkin S.E., Rubin O.D., Lyapin O.B., Nefedov A.V. (1999). Issledovaniya betonnykh i zhelezobetonnykh energeticheskikh sooruzheniy [Research of concrete and reinforced concrete power structures]. *Gidrotekhnicheskoye stroitel'stvo [Power Technology and Engineering]*, (8/9), 22–28. (In Russ.)

9. Lisichkin S.E., Rubin O.D., Kamnev N.M. (1998). Eksperimental'noye obosnovaniye uzla raspredelitelya k napornomu vodovodu zdaniya GES gidrouzla Al' Vakhda

[Experimental substantiation of the distributor node to the pressure conduit of the building of the hydroelectric power station of the Al Wahda Dam]. *Gidrotekhnicheskoye stroitel'stvo [Power Technology and Engineering]*, (6), 52–56. (In Russ.)

10. Frolov K.E. (2017). Eksperimental'nyye issledovaniya zhelezobetonnykh konstruksiy gidrotekhnicheskikh sooruzheniy s sistemoy vneshnego armirovaniya uglerodnymi kompozitnymi lamelyami [Experimental research of reinforced concrete structures of hydrotechnical constructions with the system of external reinforcement by carbon composite lamels]. *Prirodoobustroystvo [Environmental engineering]*, (1), 56–61. (In Russ.)

11. Rubin O.D., Lisichkin S.E., Frolov K.E. (2016). Rezul'taty eksperimental'nykh issledovaniy zhelezobetonnykh konstruksiy gidrotekhnicheskikh sooruzheniy, usilennykh uglerodnymi lentami, pri deystvii izgibayushchego momenta [The results of experimental studies of concrete structures of hydraulic erections reinforced with carbon tape under the action of bending moments]. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, (6), 58–63. (In Russ.)

12. Rubin O.D., Seleznev S.V. (1987). Eksperimental'nyye issledovaniya sborno-monolitnykh konstruksiy s bes-svarnymi stykami. *Materialy konferentsiy i soveshchaniy po gidrotekhnike [Conference and meeting materials on hydraulic engineering]*, 154–158. (In Russ.)

13. Rubin O.D., Lyapin O.B., Ni V.E. (1989). Usileniye ekspluatiruyemykh podpornykh sooruzheniy [Strengthening of operational retaining structures]. *Gidrotekhnicheskoye stroitel'stvo [Power Technology and Engineering]*, (12), 42–45. (In Russ.)

14. Rubin O.D., Lisichkin S.E., Frolov K.E. (2018). Eksperimental'nyye issledovaniya zhelezobetonnykh konstruksiy gidrotekhnicheskikh sooruzheniy s blochnymi shvami, usilennykh sistemoy vneshnego armirovaniya [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*, 14(3), 198–204. (In Russ.)

УДК 69.024.4:624.011.1

DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-3-243-248

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Определение разрушающих усилий в стержне-вантовой арке

И.К. Дмитриев¹*Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет,
Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, 26***Ключевые слова:**

усиленная стержне-вантовая арка;
компьютерная модель;
физически и геометрически нелинейные
конечные элементы;
сравнение экспериментальных данных
с результатами численного расчета;
наибольшие скальвающие
и растягивающие усилия;
алгоритм расчета конструкции

Аннотация

Цель исследования – сравнение экспериментальных данных с результатами компьютерного моделирования работы усиленной стержне-вантовой арки.

Метод исследования – экспериментально-теоретический.

Результаты. Для определения характера разрушения рассматриваемой конструкции сначала проводились эксперименты на небольших настольных моделях. В ходе них было установлено, что разрушение арки происходит из-за скальвания мелкогабаритных деревянных брусков или в результате разрыва стального усиливающего элемента. Далее в ПК «ЛИРА-САПР» создавалась расчетная модель конструкции с использованием физически и геометрически нелинейных конечных элементов. Полученная модель загружалась сосредоточенной нагрузкой в зоне конька таким же образом, как и в ранее проведенных экспериментальных исследованиях. В результате расчета были получены численные значения деформации, которые отличаются от экспериментальных менее чем на 10 %, что говорит о близости компьютерной модели к реальной конструкции. В ходе дальнейшего анализа численной модели определялись наибольшие сжимающие силы в арке, а также растягивающие силы – в усиливающих ее стальных элементах. По формулам СП 64.13330.2017 и СП 20.13330.2016 вычислялись предельно допустимые скальвающие и наибольшие растягивающие усилия. Выявлено, что при заданном внешнем усилии деревянные бруски имеют более чем 7-кратный запас по прочности, а стальные ленты по их верху лишь 1,5-кратный, и при увеличении внешнего воздействия разрушение арки произойдет из-за разрыва стальных шпренгельных лент. По результатам исследования определен алгоритм расчета подобного рода конструкций с использованием ПК «ЛИРА-САПР». Рекомендуется сначала проводить расчет усиленной стержне-вантовой арки по II предельному состоянию с дальнейшей проверкой деревянных элементов на скальвание, а стальных шпренгельных элементов – на предельно допустимое растяжение. Расчет сечения исследуемой арки на устойчивость плоской формы деформирования решается так же, как расчет клеюдеревянной арки по причине плотного соединения деревянных брусков с ликвидацией их податливости из плоскости.

История статьи:

Поступила в редакцию: 26 октября 2018 г.

Доработана: 17 февраля 2019 г.

Принята к публикации: 15 марта 2019 г.

Для цитирования

Дмитриев И.К. Определение разрушающих усилий в стержне-вантовой арке // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 3. С. 243–248. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-243-248>

Введение

Сокращение полезных ископаемых, уменьшение биологического разнообразия и всемирное ухудшение экологии привело к быстрому росту бионики – науки о инженерном моделировании природы, ее флоры и фауны, развитие которой способ-

ствует созданию новых конструкций из экологически чистых материалов, копирующих статику и динамику объектов живой и неживой природы [1–15]. Одной из таких конструкций является стержне-вантовая гирлянда, позаимствовавшая образ и характер работы у позвоночника животных и человека.

В статье [1] рассказывалось о испытаниях разных моделей стержне-вантовых арок, состоящих их деревянных мелкогабаритных брусков, нанизанных на два стальных каната, по результатам которых была определена арка с наибольшими несущими способностями. Это оказалась конструк-

¹ Дмитриев Игорь Кимович, кандидат технических наук, доцент, кафедра металлических и деревянных конструкций, eLIBRARY SPIN-код: 6639-7600, AuthorID: 656114, igkd@yandex.ru

© Дмитриев И.К., 2018



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

ция, усиленная стальными лентами по верхней грани брусков и образующая так называемую шпренгельную арку. Именно такой тип составной арки наиболее близко соответствует клеедеревянной по своим несущим способностям. В результате испытаний обе конструкции продемонстрировали примерно одинаковую деформацию в зоне конька, составляющую $\sim 1/200$ Lпрол, при заданной внешней нагрузке. Трансформация гибкой стержне-вантовой нити, напоминающей змею, в арочную дугу осуществлялась путем натяжения двух внутренних стальных канатов, а шпунтовое соединение деревянных брусков друг с другом создавало плотное примыкание элементов и исключало податливость конструкции в узлах из плоскости.



Рис. 1. Вид стержне-вантовой нити до ее трансформации в арку
[Figure 1. View of the brich-cable thread before its transformation to the arch]



Рис. 2. Превращение нити в арку после натяжения внутренних канатов
[Figure 2. Conversion thread to the arch after the internal cable tension]

Результаты исследований и их анализ

Перед созданием компьютерной расчетной модели стержне-вантовой арки, усиленной стальными лентами, необходимо было выяснить, в резуль-

тате чего происходит ее разрушение. Для этого была проведена серия экспериментов на небольшой настольной арочной модели, состоящей из маленьких деревянных брусочков с пазами по верхней и нижней граням, в которых проходила стальная проволока, стягивающая элементы в арочную конструкцию. При ее нагружении сосредоточенной силой в зоне конька было установлено, что разрушение арки происходит из-за скалывания деревянных брусков или в результате разрыва проволоки, соединяющей их. Причем деревянные элементы работали только на сжатие, а стальные только на растяжение. В случае возникновения растягивающих усилий в брусках они просто расходились в этом месте, образуя зазор между торцами.

Создание расчетной модели усиленной стержне-вантовой арки проводилось в ПК «ЛИРА-САПР» с использованием нелинейного алгоритма расчета. При его создании учитывалось, что два стальных каната, проходящих внутри деревянных брусков, служат только для плотного соединения элементов и придания конструкции арочной формы (что и было ранее доказано в [1] по результатам первого эксперимента, до усиления конструкции стальными лентами).

В расчетной модели деревянные элементы моделировались как физически нелинейные с использованием графика напряжение – деформация, работающие только на сжатие, поэтому их график располагался в III четверти декартовой системы координат. Древесина брусков соответствовала 3 сорту, их расчетное сопротивление сжатию R_c/σ (-)/, модуль упругости $E/E_0(-,+)$ принимался на основании нормативного документа [17]. Стальные ленты по верху брусков рассматривались как геометрически нелинейные элементы, работающие только на растяжение. Для них выбирался КЭ 310 – стальная нить, или вантовый канат, который можно задавать и в прямоугольном виде. Сам расчет проводился на основе автоматического выбора шага для геометрически и физически нелинейных КЭ.



Рис. 3. Скалывание деревянных брусков при нагружении настольной модели арки
[Figure 3. Splitting the timber bricks under loading the desktop model of the arch]

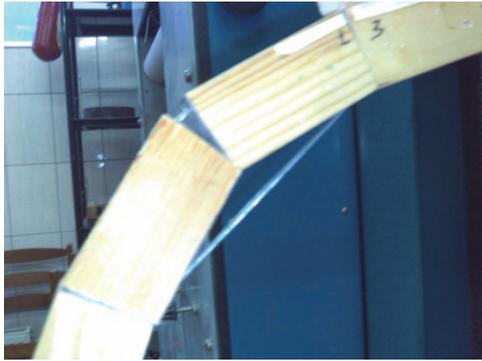


Рис. 4. Перед разрывом стальной проволоки, соединяющей бруски
[Figure 4. Before breaking the steel wire, connected the bricks]



Рис. 5. Компьютерная модель усиленной стержне-вантовой арки
[Figure 5. Computer model of the strengthened brick-cable arch]

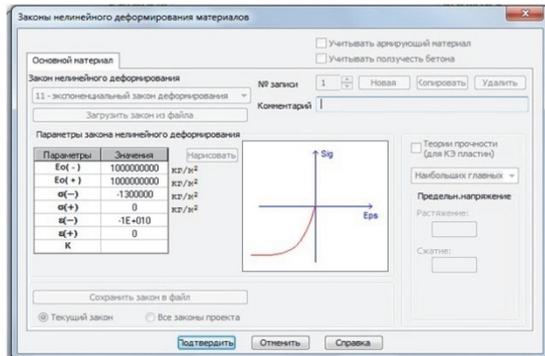


Рис. 6. Задание физически нелинейного КЭ при моделировании брусков арки
[Figure 6. Setting physically nonlinear finite element during modeling the arch bricks]

Компьютерная модель загружалась усилием 76,5 кгс в коньке. Как показали экспериментальные исследования, при этом усилия вертикальная деформация конструкции образуется после окончания «рыхлой деформации», предшествовавшей ей, и вступления в работу стальных лент, составляя $f_3 = 1,78$ см, что эквивалентно $\sim 1/185$ пролета

арки, равного 330 см, а это больше допустимой величины – $1/150$ – в соответствии с нормативным документом [16]. В результате компьютерного расчета прогиб в коньке оказался равен $f_k = 1,89$ см. Разница между экспериментальными данными и численным расчетом составит

$$\Delta = [(1,89 - 1,78) / 1,89] \times 100 \% \sim 5,8 \% < 10 \% \quad (1)$$

Полученный результат говорит о хорошем совпадении компьютерного расчета и экспериментального исследования. На схеме изополей напряжений по N_x видно, что в большинстве КЭ арки возникают сжимающие усилия, окрашенные в темные тона, или практически равные нулю напряжения, окрашенные в светлые тона. Именно в этих светлых прямоугольниках и возникают щели между деревянными брусками. Заметно, что при заданной нагрузке расхождение элементов происходит только по внешней грани конструкции. Просматривая численную мозаику напряжений по N_x можно определить, что максимальное сжимающее напряжение возникает примерно в четверти пролета арки и составляет $15,5$ кгс/см². Чтобы перейти к нормальной силе, нужно эту величину умножить на ширину арки (8 см) и высоту элементарного пластинчатого КЭ с наибольшим напряжением (1,94 см). Так определяется наибольшее сжимающее усилие в деревянных элементах конструкции, которое составляет $N_{дер} = -241$ кгс.

Проведя фрагментацию и оставив на экране только стальную ленту по верху брусков и затяжку из двух канатов между опорными точками арки, можно просмотреть усилия, возникающие в них, включив мозаику N . Хорошо видно, что в ленте образуется только растяжение с наибольшим значением $H_1 \sim 200$ кгс в $1/8$ пролета арки. В затяжке усилие совсем незначительное и составляет $H_3 \sim 27$ кгс. Таким образом, компьютерный расчет усиленной стержне-вантовой арки на основе физически и геометрически нелинейных КЭ позволяет определить усилия и деформации всех ее составных частей с приемлемой для прикладных задач точностью.

Для проверки сечения арки на скалывание требуется использовать формулу (7) раздела 6 п. 6.7 и формулы (64) и (65) раздела 8 пп. 8.1–8.3 нормативного документа [3]:

$$R^A_{ска} = \frac{R^A_{ск}}{1 + \left[\frac{R^A_{ск}}{R^A_{ск90}} - 1 \right] \sin^3 \alpha} = 24 \text{ кгс/см}^2 \quad (2)$$

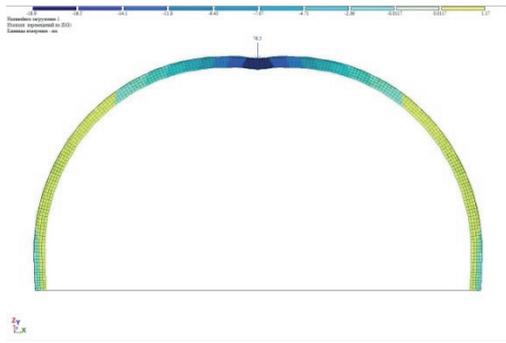


Рис. 7. Наибольшая деформация конструкции в зоне конька
[Figure 7. The largest deformation of the construction at its top zone]

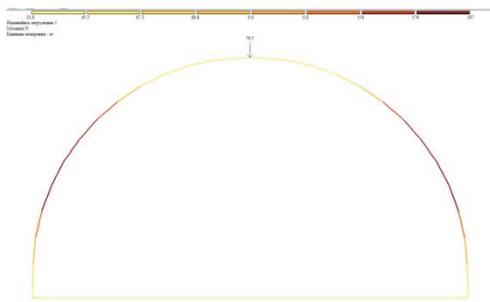


Рис. 8. Растягивающие усилия в стальных лентах по верхней грани арки
[Figure 8. Stretching forces in steel bands along the upper border of the arch]

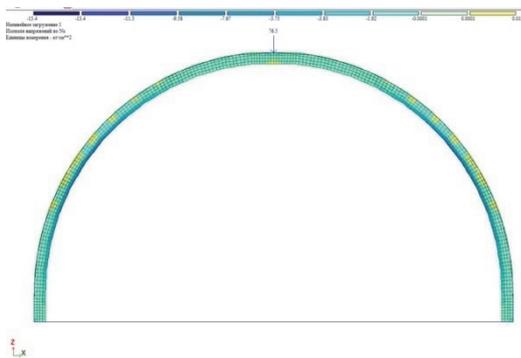


Рис. 9. Распределение сжимающих напряжений в деревянных брусках арки
[Figure 9. The compressive stress distribution in timber bricks of the arch]

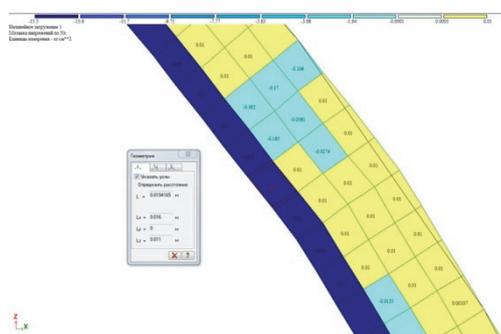


Рис. 10. Мозаика численных значений нормальных напряжений N_x
[Figure 10. Mosaic of numerical values of normal stresses N_x]

$$R^{A_{ск}} = 24 \text{ кгс/см}^2.$$

Отклонение скальвающей силы от 0° , т.е. угол скальвания составляет $3,8^\circ \sim 4^\circ$ и $(\sin^3 4^\circ) \sim 0$.

$$R_{ск}^{cp} = \frac{R^{A_{ск}}}{1 + \beta \frac{l_{ск}}{e}} = 10,4 \text{ кгс/см}^2, \quad (3)$$

где $\beta = 0,125$ – при расчете соединений шип – паз; $l_{ск} = 21$ см – расчетная длина плоскости скальвания; $e = h/4 = 8/4 = 2$ см – при расчете симметрично загруженных элементов.

Расчетная несущая способность соединения определяется по формуле

$$T = R_{ск}^{cp} \cdot F_{ск} = 1747 \text{ кгс}, \quad (4)$$

где $F_{ск} = 21 \text{ см} \cdot 8 \text{ см} = 168 \text{ см}^2$.

Можно сделать вывод, что расчетная несущая способность деревянных элементов усиленной стержне-вантовой конструкции, из условия их скальвания, во много раз выше наибольшего сжимающего усилия, возникающего в них:

$$T = 1747 \text{ кгс} \gg N_{дер} = 241 \text{ кгс} \text{ и } T / N_{дер} = 7,2. \quad (5)$$

Расчет несущей способности всей арки нужно вести по несущей способности стальных лент, выполняющих роль шпренгельных канатов в конструкции. В соответствии с формулой (5) раздела 7 пп. 7.1–7.2 нормативного документа [17]

$$N_{ст} = A_{нт} \cdot R_{\gamma} \cdot \gamma_c = 302 \text{ кгс}, \quad (6)$$

где $A_{нт} = A_{ст} \cdot 0,8 = 4 \cdot 0,05 \cdot 0,8 = 0,16 \text{ см}^2$; $A_{нт}$ – площадь стальных лент с учетом ослабления; $R_{\gamma} = 2100 \text{ кгс/см}^2$ – расчетное сопротивление стали СТ 3 (наименьшая величина для строительных сталей); $\gamma_c = 0,9$;

$$N_{ст} = 302 \text{ кгс} > H_{л} = 200 \text{ кгс} \text{ и } N_{ст} / H_{л} = 1,51. \quad (7)$$

Полученные данные говорят о том, что разрушение конструкции произойдет в результате разрыва стальных лент, натянутых по верху деревянных брусков. Их выбор представляет собой более важную инженерную задачу, чем подбор деревянных брусков, из-за условия минимизации толщины этих шпренгельных элементов.

Выводы

Подводя итог проведенного исследования, можно сказать, что нелинейная компьютерная модель усиленной стержне-вантовой арки полностью подтвердила свою состоятельность при сравнении результатов ее расчета с результатами экспериментов. Из приведенного алгоритма следует, что расчет можно начинать со II предельного состояния, т.е. с определения деформации и ее сравнения с нормативной величиной. Следующим этапом является расчет по I предельному состоянию. Сначала проводится проверка несущей способности стальных лент – шпренгелей, а далее определяются скальвающие усилия, возникающие в деревянных элементах, которые сравниваются с допустимыми значениями. Расчет конструкции на устойчивость плоской формы деформирования можно вести так же, как и в случае клеедеревянной арки, путем плотного шпунтового соединения деревянных элементов в узлах, устраняющего их податливость из плоскости.

Список литературы

1. *Дмитриев И.К.* Исследование деформации стержне-вантовой арки // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2015. № 5. С. 72–77.
2. *Дмитриев И.К.* Исследование работы стержне-вантовой гирлянды // *Промышленное и гражданское строительство*. 2010. № 11. С. 68–70.
3. *Дмитриев И.К., Петухова К.Г.* К вопросу возведения экспериментального большепролетного стержне-вантового купола // *Промышленное и гражданское строительство*. 2012. № 12. С. 18–19.
4. *Дмитриев И.К.* Результаты исследования несущей способности стержне-вантовой гирлянды и формы обо-

лочек на ее основе // *Промышленное и гражданское строительство*. 2013. № 9. С. 4–6.

5. *Дмитриев И.К.* Экспериментальное исследование арочной гирлянды // *Промышленное и гражданское строительство*. 2014. № 10. С. 58–61.

6. *Лебедев Ю.С., Темнов В.Г.* Пространственные конструктивные системы бионического типа: опыт применения в строительстве. Л.: ЛДНТП, 1980. 26 с.

7. *Темнов В.Г.* Конструктивные системы в природе и строительной технике. Л.: Стройиздат, Ленинградское отделение, 1987. 256 с.

8. *Лебедев Ю.С. и др.* Архитектурная бионика. М.: Стройиздат, 1990. 268 с.

9. *Шмидт А.Б., Дмитриев П.А.* Атлас строительных конструкций из клееной древесины и влагостойкой фанеры. М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2002. 292 с.

10. *Бойтемиров Ф.А.* Конструкции из дерева и пластмасс. М.: Академия, 2013. 288 с.

11. *Вознесенский С., Ханухов Х.* Оболочки нового типа // *Архитектурная композиция*. Современные проблемы. М.: Стройиздат, 1970. С. 147–149.

12. *Козлов Д.Ю.* Регулярные узлы и зацепления – структурный принцип кинематических архитектурных конструкций // *Архитектурная бионика*. М.: ЦНИИЭПжилища, 1989. С. 72–82.

13. *Kozlov D.* Dome structures for flexible material // *Roofs*. Part 1. Human settlements and socio-cultural environment. Paris, UNESCO, 1991. Pp. 27–131.

14. *Bocco A., Valcárcel E.C.M., Trovato L.* Yona Friedman's Roofs: manuals for simple, low-cost building // *NOCMAT-2015 Proceedings*. 2015.

15. *Nerdinger W.* Frei Otto. Complete works. Lightweight construction. Natural design. Birkhauser, Architekturmuseum, TU Munchen, 2005. 396 p.

16. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М., 2016.

17. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. М., 2017.

RESEARCH PAPER

Determination of destructive forces in a rod-cable arch

Igor K. Dmitriev¹

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

Keywords:

the strengthened brick-cable arch;
computer model;
physically and geometrically nonlinear finite elements;
comparison the experimental data with the results of the computer calculation;
largest splitting and stretching forces;
the calculation algorithm of the construction

Abstract

The aim of research – comparison the results of the experimental data with the computer modeling the work of the strengthened brick-cable arch.

Methods. Experimental and theoretical methods of research.

Results. Firstly, the tests on a small desktop models were performed, for the determination the nature of destruction of the construction. During them, it was discovered, that the arch crash is taking place because of the splitting the small size timber bricks, or as the result of the breaking its steel strengthening elements. Further, the computer model of the construction was created with

¹ *Igor K. Dmitriev*, Cand. Sci.(Eng), Associate Professor, Metall and Timber Department, igkd@yandex.ru

Article history:

Received: October 26, 2018

Revised: February 17, 2019

Accepted: March 15, 2019

For citation

Dmitriev I.K. (2019). Determination of destructive forces in a rod-cable arch. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(3), 243–248. <http://dx.doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-3-243-248> (In Russ.)

the help of physically and geometrically nonlinear finite elements at LIRA-SAPR PC. The generated model was load by a concentrated force at its top zone, the same one, as it had been during the experiments before. On the results of the calculation, the maximum deformation was received, which are different from the experimental one on a value less than 10%, what suggests the nearness the computer model to the real construction. The highest compressive strengths of the arch and the largest stretching forces of its steel bands were determined during the further analysis of the model. Maximum splitting and stretching forces also were calculated theoretically, according to the formulas of SP 64.13330.2017 and SP 20.13330.2016. It was determined that the timber bricks have more than 7 times reserve of strength, and the steel bands over them – only 1.5 times, and during the growth of external force, the arch will crash because of its steel sprengel bands breakage.

By the results of the research, the calculation algorithm of such kind constructions was generated, at the base of LIRA-SAPR PC. It was recommended first, to determine deformation of the strengthened brick-cable arch, with further checking the timber elements for splitting and steel sprengel elements for maximum permissible stretching. The problem of stability the flat form of deformation for the brick-cable arch are the same as for the glued one, because of the tight connection the timber bricks, with elimination their exit from the frontal plane.

References

- Dmitriev I.K. (2015). Research the deformation of the brick-cable arch. *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstrukcij i sooruzhenij [Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings]*, (5), 72–77. (In Russ.)
- Dmitriev I.K. (2010). Issledovanie raboty sterzhnevantovoi girlyandy [Research work rod-cable-stayed garlands]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo [Industrial and Civil Construction]*, (11), 68–70. (In Russ.)
- Dmitriev I.K., Petuhova K.G. (2012). K voprosu vozvedeniya eksperimental'nogo bol'sheproletnogo sterzhnevantovogo kupola [To the question of the construction of an experimental long-span cable-stayed dome]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo [Industrial and Civil Construction]*, (12), 18–19. (In Russ.)
- Dmitriev I.K. (2013). Rezul'taty issledovaniya nesushchei sposobnosti sterzhnevantovoi girlyandy i formy obolochek na ee osnove [The results of the study of the bearing capacity of the rod-cable garland and the shape of the shells on its basis]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo [Industrial and Civil Construction]*, (9), 4–6. (In Russ.)
- Dmitriev I.K. (2014). Eksperimental'noe issledovanie arochnoi girlyandy [Experimental study of the arch garland]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo [Industrial and Civil Construction]*, (10), 58–61. (In Russ.)
- Lebedev J.S., Temnov V.G. (1980). *Prostranstvennye konstruktivnye sistemy bionicheskogo tipa: opyt primeneniya v stroitel'stve [Spatial design systems bionic type: experience in construction]*. Leningrad: LDNTP Publ. (In Russ.)
- Temnov V.G. (1987). *Konstruktivnye sistemy v prirode i stroitel'noj tekhnike [Structural systems in nature and construction machinery]*. Leningrad: Stroyizdat Publ. (In Russ.)
- Lebedev J.S. et al. (1990). *Arhitekturnaya bionika [Architectural bionics]*. Moscow: Stroyizdat Publ. (In Russ.)
- Schmidt A.B., Dmitriev P.A. (2002). *Atlas stroitel'nykh konstrukcij iz kleenoi drevesiny i vlagostojkoj fanery [Atlas of building structures made of laminated wood and moisture-resistant plywood]*. Moscow: The Association of the Civil Engineering High Schools Publ. (In Russ.)
- Boytemirov F.A. (2013). *Konstrukcii iz dereva i plastmass [Wood and plastic structures]*. Moscow: Academy Publishing Centre. (In Russ.)
- Voznesencki S., Hanyhov H. (1970). *Obolochki novogo tipa. Arhitekturnaya kompoziciya. Sovremennye problemy [New type shells. Architectural composition. Modern problems]*, 147–149. (In Russ.)
- Kozlov D.J. (1989). *Regulyarnye uzly i zacepleniya – strukturnyj princip kinematcheskikh arhitekturnykh konstrukcij. Arhitekturnayabionika [Regular knots and links – a structural principle of kinematic architectural structures. Architectural bionics]*, 72–82. (In Russ.)
- Kozlov D.J. (1991). Dome structures for flexible material. *Roofs. Part 1. Human settlements and socio-cultural environment*, 27–131.
- Bocco A., Valcárcel E.C.M., Trovato L. (2015). Yona Friedman's Roofs: manuals for simple, low-cost building. *NOCMAT-2015 Proceedings*.
- Nerdinger W. (2005). *Frei Otto. Complete works. Lightweight construction. Natural design*. Birkhauser, Architekturmuseum, TU Munchen.
- SP 20.13330.2016. *Loads and impacts*. Updated version of SNiP 2.01.07-85*.
- SP 64.13330.2017. *Wooden structure*. Updated version of SNiP II-25-80.