ISSN 2219-1038 (print)
ISSN 2949-3757 (online)

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И КОНСТРУКЦИИ

Научный журнал

Выпуск № 3 (42), 2024

- Строительная механика и сопротивление материалов
- Прикладные задачи механики деформируемого твердого тела
- Механика грунтов
- Расчет и проектирование металлических конструкций
- Расчет и проектирование железобетонных конструкций
- Расчет и проектирование конструкций из полимерных материалов
- Расчет и проектирование мостов и транспортных сооружений
- Расчет и проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений
- Прочность соединений элементов строительных конструкций
- Динамическое воздействие подвижной нагрузки на упругие системы
- Экспериментальные и натурные исследования конструкций и материалов

Воронеж

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И КОНСТРУКЦИИ

НАУЧНЫЙ ЖУРНАЛ

Издается с 2010 г. Выходит 4 раза в год

Учредитель и издатель – федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Воронежский государственный технический университет».

Территория распространения — Российская Федерация.

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ ЖУРНАЛА:

Главный редактор: Сафронов В. С., д-р техн. наук, профессор,
Воронежский государственный технический университет
Зам. главного редактора: Козлов В. А., д-р физ.-мат. наук, профессор,
Воронежский государственный технический университет
Ответственный секретарь: Габриелян Г. Е., канд. техн. наук, доцент,
Воронежский государственный технический университет

Антонов В. М., канд. техн. наук, доц., Тамбовский государственный технический университет;
Беляева С. Ю., канд. техн. наук, доц., Воронежский государственный технический университет;
Буренин А. А., д-р техн. наук, проф., чл.-корр. РАН, Институт машиноведения и металлургии Дальневосточного отделения РАН, г. Комсомольск-на-Амуре;
Гриднев С. Ю., д-р техн. наук, проф., Воронежский государственный технический университет;
Зверев В. В., д-р техн. наук, проф., Липецкий государственный технический университет;
Ефрюшин С. В., канд. техн. наук, доц., Воронежский государственный технический университет;
Кирсанов М. Н., д-р физ.-мат. наук, проф., Национальный исследовательский университет «МЭИ»;
Колчунов В. И., д-р техн. наук, проф., академик РААСН, Юго-Западный государственный университет;
Коробко А. В., д-р техн. наук, проф., Орловский государственный университет им. И. С. Тургенева;
Михайлов В. В., д-р техн. наук, проф., Липецкий государственный технический университет;
Нгуен Динь Хоа, канд. техн. наук, Национальный строительный университет, Вьетнам;
Нугужинов Ж. С., д-р техн. наук, проф., Казахстанский многопрофильный институт реконструкции и развития Карагандинского государственного технического университета, Казахстан;
Овчинников И. Г., д-р техн. наук, проф., Саратовский государственный технический университет;
Пшеничкина В. А., д-р техн. наук, проф., Волгоградский государственный технический университет;
Свентиков А. А., д-р техн. наук, проф., Воронежский государственный технический университет;
Трещев А. А., д-р техн. наук, проф., чл.-корр. РААСН, Тульский государственный университет;
Турищев Л. С., канд. техн. наук, доцент, Полоцкий государственный университет, Беларусь;
Шимановский А. О., д-р техн. наук, проф., Белорусский государственный университет транспорта, Беларусь;
Шитикова М. В., д-р физ.-мат. наук, проф., советник РААСН, Воронежский государственный технический университет

Дизайн обложки - А.Р. Ефанов. Фото на обложке Юлии Батуриной,
https://www.shutterstock.com/ru/image-photo/bridge-form-horseshoe-on-sunsetsky-334037030

Журнал «Строительная механика и конструкции» включен в Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук

Подписной индекс в объединенном каталоге «Пресса России» - 66004
Оформить подписку можно на сайте https://www.pressa-rf.ru/

Дата выхода в свет 31.10.2024. Усл. печ. л. 12,7. Формат 60×84/8. Тираж 29 экз. Заказ №
Журнал зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор)
Свидетельство о регистрации ПИ № ФС 77 – 72895 от 22.05.2018 г.

Цена свободная

АДРЕС РЕДАКЦИИ И ИЗДАТЕЛЯ: 394006, Воронежская обл., г. Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84
(строительный факультет, кафедра строительной механики)
тел.: +7(473)271-52-30; e-mail: vss22@mail.ru
ОТПЕЧАТАНО: отдел оперативной полиграфии издательства ФГБОУ ВО «ВГТУ»
394006, Воронежская обл., г. Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84

12+

ФГБОУ ВО «ВГТУ», 2024

ISSN 2219-1038 (print)
ISSN 2949-3757(online)

STRUCTURAL MECHANICS AND STRUCTURES

Scientific Journal
ISSUE № 3 (42), 2024

- Structural mechanics and strength of materials
- Applied problems of mechanics of solid body under deformation
- Soil mechanics
- Calculation and design of metal structures
- Calculation and design of reinforced concrete structures
- Calculation and design from polymeric structures
- Calculation and design of bridges and transport structures
- Calculation and design of bases and foundations of buildings and structures
- Strength of joints of building structure units
- Mobile load dynamic effect on elastic systems
- Pilot and field observations of structures and materials

Voronezh

STRUCTURAL MECHANICS AND STRUCTURES

SCIENTIFIC JOURNAL

Published since 2010 Issued 4 times a year

Founder and publisher – Voronezh State Technical University.
Territory of distribution — Russian Federation.

EDITORIAL BOARD OF THE JOURNAL:

Chief editor: Safronov V. S., Dr. of Tech. Sc., Prof.,
Voronezh State Technical University
The deputy chief editor: Kozlov V. A., Dr. of Physical and Mathematical Sc., Prof.,
Voronezh State Technical University
Executive secretary: Gabrielyan G. E., PhD of Tech. Sc., Associate Prof.,
Voronezh State Technical University

EDITORIAL BOARD MEMBERS:

Antonov V. M., PhD of Tech. Sc., Associate Prof., Tambov State Technical University;
Belyaeva S. Yu., PhD of Tech. Sc., Associate Prof., Voronezh State Technical University;
Burenin A. A., Dr. of Physical and Mathematical Sc., Prof., Corresponding Member of RAS, Institute of Mechanical Engineering and Metallurgy of the Far Eastern Branch of RAS, Komsomolsk on Amur;
Gridnev S. Yu., Dr. of Tech. Sc., Prof., Voronezh State Technical University;
Zverev V. V., Dr. of Tech. Sc., Prof., Lipetsk State Technical University;
Efryushin S. V., PhD of Tech. Sc., Associate Prof., Voronezh State Technical University;
Kirsanov M. N., Dr. of Physical and Mathematical Sc., Prof., National Research University «Moscow Power Engineering Institute»;
Kolchunov V. I., Dr. of Tech. Sc., Prof., academician of RAACS, South-West State University;
Korobko A. V., Dr. of Tech. Sc., Prof., Orel State University named after I. S. Turgenev;
Mikhailov V. V., Dr. of Tech. Sc., Prof., Lipetsk State Technical University;
Nguen Dinh Hoa, PhD of Tech. Sc., National University of Civil Engineering, Socialist Republic of Vietnam;
Nuguxhinov Zh. S., Dr. of Tech. Sc., Prof., Kazakh Multidisciplinary Reconstruction and Development Institute of Karaganda State Technical University, Republic of Kazakhstan;
Ovchinnikov I. G., Dr. of Tech. Sc., Prof., Saratov State Technical University;
Pshenichkina V. A., Dr. of Tech. Sc., Prof., Volgograd State Technical University;
Sventikov A. A., Dr. of Tech. Sc., Prof., Voronezh State Technical University;
Trechshev A. A., Dr. of Tech. Sc., Prof., Corresponding Member of RAACS, Tula State University;
Turichshev L. S., PhD of Tech. Sc., Associate Prof., Polotsk State University, Republic of Belarus;
Shimanovsky A. O., Dr. of Tech. Sc., Prof., Belarusian State University of Transport, Republic of Belarus;
Shitikova M. V., Dr. of Physical and Mathematical Sc., Prof., adviser of RAACS, Voronezh State Technical University

Cover design by A.R. Efanov. Cover photo by Yulia Baturina,
https://www.shutterstock.com/ru/image-photo/bridge-form-horseshoe-on-sunsetsky-334037030

The journal "Structural mechanics and structures" is included into the list of peer-reviewed editions in which the results of dissertations for obtaining degrees of a Full Doctor and PhD are published

Subscription index in the united catalogue PRESS of RUSSIA - 66004
You can subscribe on the website www.press-rf.ru

Publication date 31.10.2024. Conventional printed sheets 12,7. Format 60×84/8. Numbers of copies 29. Order №
Journal is registered by Federal Service for Supervision of Communications,
Information Technology and Mass Media (Roskomnadzor)
Registration certificate PI № FS 77 - 72895 от 22.05.2018.
Price is subject to change

ADDRESS OF EDITORIAL AND PUBLISHER OFFICE: 84 20-letiya Oktyabrya str., Voronezh, 394006, Russian Federation
(Faculty of construction, Department of Structural Mechanics)
Tel.: +7(473)271-52-30; e-mail: vss22@mail.ru

PRINTED: publishing department of operational printing of Voronezh State Technical University
84 20-letiya Oktyabrya str., Voronezh, 394006

12+

© Voronezh State Technical University, 2024

СОДЕРЖАНИЕ

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

Кирсанов М. Н.
Аналитическая оценка первой частоты собственных колебаний решетчатой фермы полураскосного типа ……. 7

Черняев А. А.
Повышение точности при определении основной частоты колебаний пластин в форме произвольного треугольника геометрическим методом…… 16

Пахомова Л. В., Щербакова О. В., Инкижинов Н. С.
Построение ядра сечения для поперечного сечения, ограниченного полупетлей лемнискаты……. 27

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Чесноков А. В., Михайлов В. В.
Инженерная методика учета работы мягкой оболочки в тентовой конструкции покрытия……..... 37

Беляева С. Ю., Ляшенко А. В.
К вопросу выбора расчетных моделей покрытий с фермами из гнутосварных замкнутых профилей……. 50

Чесноков А. В., Михайлов В. В.
Определение предельно допустимой высоты сечения верхнего пояса комбинированной упруго-податливой конструкции……..... 61

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Козлов В. А., Козлов А. В., Козлова А. В.
Учет развития пластических деформаций при расчете эффективной ширины пояса стальных балок пролетных строений мостов…… 74

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Мкртычев О. В., Мингазова С. Р.
Влияние грунтовых условий на эффективность сейсмоизолирующего скользящего пояса в уровне фундамента……. 85

Самохвалов М. А., Демин В. А., Ефимов А. А., Наумкина Ю. В.
Купольная сборно-разборная стальная конструкция для проведения статических испытаний грунтов…… 98

Правила оформления статей……..... 110

CONTENTS

STRUCTURAL MECHANICS AND STRENGTH OF MATERIALS

Kirsanov M. N.
Analytical assessment of the first frequency of natural oscillations of a semi-dispatch type lattice truss……... 7

Chernyaev A. A.
Increasing the accuracy in determining the fundamental frequency of plate oscillations in the form of an arbitrary triangle by the geometric method……. 16

Pahomova L. V., Scherbakova O. V., Inkizhinov N. S.
Construction of a cross-section core for a cross-section bounded by a lemniscate half-loop…. 27

CALCULATION AND DESIGN OF METAL STRUCTURES

Chesnokov A. V., Mikhailov V. V.
Engineering technique for taking into account soft shell of the fabric roof structure……. 37

Belyaeva S. Yu., Lyashenko A. V.
To the question of choice of calculation models of coatings with trusses from bent-welded closed profiles…….. 50

Chesnokov A. V., Mikhailov V. V.
Determination of the cross-section height limit of the top chord of the bending-active structure……..... 61

CALCULATION AND DESIGN OF BRIDGES AND TRANSPORT STRUCTURES

Kozlov V. A., Kozlov A. V., Kozlova A. V.
Accounting for the development of plastic deformations in calculation of the effective width of the belt of steel beams of bridge span structures……..... 74

CALCULATION AND DESIGN OF BASES AND FOUNDATIONS OF BUILDINGS AND STRUCTURES

Mkrtychev O. V., Mingazova S. R.
Influence of soil conditions on the effectiveness of seismic isolating sliding belt at the foundation level…….. 85

Samokhvalov M. A., Demin V. A., Efimov A. A., Naumkina Yu. V.
Mobile unit for static testing of soils with piles and stamps…… 98

Requirements for articles to be published..... 110

DOI 10.36622/2219-1038.2024.42.3.001
УДК 624.04:531.391.3

АНАЛИТИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ПЕРВОЙ ЧАСТОТЫ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ РЕШЕТЧАТОЙ ФЕРМЫ ПОЛУРАСКОСНОГО ТИПА

М. Н. Кирсанов

Национальный исследовательский университет «МЭИ»
Россия, г. Москва

Д-р физ.-мат. наук, профессор кафедры робототехники, мехатроники, динамики и прочности машин,
тел.: +7(495)362-73-14, e-mail: c216@ya.ru

Балочная регулярная ферма с параллельными поясами имеет сложную раскосную решетку. Методом, основанным на упрощенной формуле Донкерлея, получена аналитическая зависимость первой (низшей) частоты свободных колебаний конструкции от количества панелей. Предполагается, что стержни фермы массы не имеют, а вся масса равномерно распределена по узлам. Рассмотрены только вертикальные колебания узлов. Жесткость конструкции рассчитывается по интегральной формуле Мора. Сравнение аналитического решения с численным показывает высокую точность полученной зависимости. Все преобразования выполнены в системе компьютерной математики. Обобщение серии частных решений на произвольное число панелей выполняется методом индукции. Численно анализируется спектр собственных частот, выявляются спектральные константы и зоны резонансной безопасности.

Ключевые слова: статически определимая ферма, основная собственная частота, аналитический метод, формула Мора, индукция, спектр частот, спектральные константы, зона резонансной безопасности.

Введение. Для расчета частот собственных колебаний конструкции на практике применяют численные методы с использованием стандартных программ с применением метода конечных элементов [1-3]. Наиболее востребована в динамических инженерных расчетах первая собственная частота. Для ее приближенного вычисления известны различные методы, среди которых наиболее распространен метод Донкерлея для оценки первой частоты снизу, и метод Рэлея, дающий верхнюю оценку [4-6]. Этими методами возможен поиск аналитических решений, так как они не требуют составления и решения характеристического уравнения частот, порядок которого определяется числом степеней свободы системы конструкции. В [7] предложен метод, основанный на методе Донкерлея, дающий более точное и сравнительно компактное аналитическое решение. Аналитическое решение методом Донкерлея получено в [8] для основной частоты собственных колебаний плоской модели составной конструкции фермы. Формула зависимости частоты колебаний консольной фермы регулярного типа от числа панелей выведена в [9] методом индукции. Первая частота колебаний плоской решетчатой фермы балочного типа и весь спектр собственных частот проанализированы в [10]. Низшая частота собственных колебаний плоской шпренгельной фермы и прогиб в аналитическом виде найдены в [11]. В [12] выполнен численный расчет частот большепролетной стальной фермы покрытия здания велодрома. Аналитическая оценка частоты собственных колебаний фермы Финка в системе Maple получена в [13]. В этой же системе выполнен расчет частоты колебаний простой

© Кирсанов М. Н., 2024

плоской модели фермы двухпролетного моста [14]. Нижняя оценка частоты собственных колебаний фермы типа Больмана найдена в [15]. Аналитические возможности системы Maple и метод индукции использованы в [16] для определения прогиба плоской фермы с произвольным числом панелей. Сравнение трех приближенных аналитических метода (по Рэлею, Донкерлею и упрощенному методу Донкерлея) для расчета простой плоской балочной фермы с треугольной решеткой выполнено в [17]. В [18] для аналогичной фермы показана эффективность упрощенного метода Донкерлея. Этот же метод используется и в настоящей работе применительно к ферме полураскосного типа.

Конструкция фермы. Плоская ферма с двумя опорами имеет полураскосную решетку. Ферма состоит из $2n+2$ панелей длиной a. Высота фермы равна $3h$. Инерционные свойства конструкции моделируются равными массами m, распределенными по ее узлам. Предполагается, что массивные узлы совершают колебательные движения только по вертикали (рис. 1).

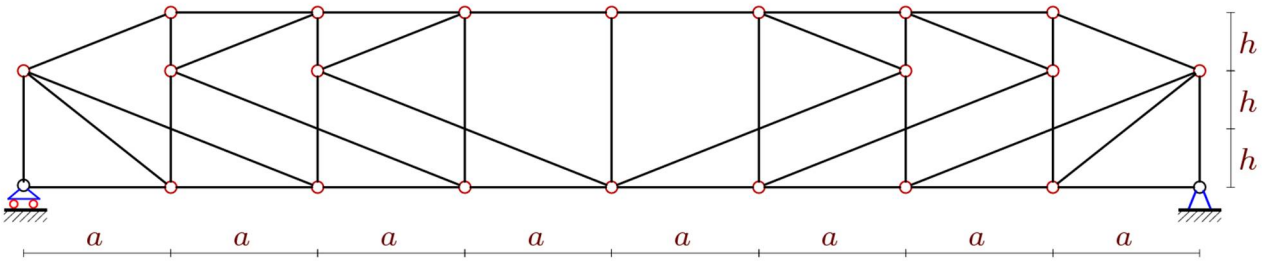


Рис. 1. Модель фермы, n=3

Таким образом, число степеней свободы рассматриваемой системы масс равно числу узлов конструкции: $K = 6n + 4$. С учетом трех опорных стержней ферма содержит $\nu = 12n + 8$ стержней.

Расчет усилий в стержнях. Из условия равновесия узлов в системе Maple рассчитываются усилия, необходимые для нахождения жесткости фермы. Для составления уравнений равновесия узлов в аналитическом виде $\mathbf{GS} = \mathbf{R}$ при произвольном числе панелей вычисляются направляющие косинусы усилий. Обозначено: $\mathbf{R}$ — вектор узловых нагрузок, $\mathbf{G}$ — матрица направляющих косинусов размером $\nu \times \nu$, $\mathbf{S}$ — вектор неизвестных усилий в стержнях. В число неизвестных включаются и три опорные реакции. Элементы матрицы $\mathbf{G}$ рассчитываются по координатам концов стержней, соединенных в соответствующих узлах. Для этого в программу вводятся координаты узлов. Стержни и узлы фермы нумеруются (рис. 2). Фрагмент программы ввода координат в системе Maple имеет вид:

```
> for j to 2*n+3 do x[j]:=j*a-a; y[j]:=0; end:
> for j to 2*n+1 do x[j+2*n+3]:=j*a; y[j+2*n+3]:=3*h;  end:
> for j to n do x[j+4*n+4]:=a*j-a: y[4*n+j+4]:=2*h:
>            x[j+5*n+4]:=a*j+n*a+2*a: y[5*n+j+4]:=2*h: end:
```

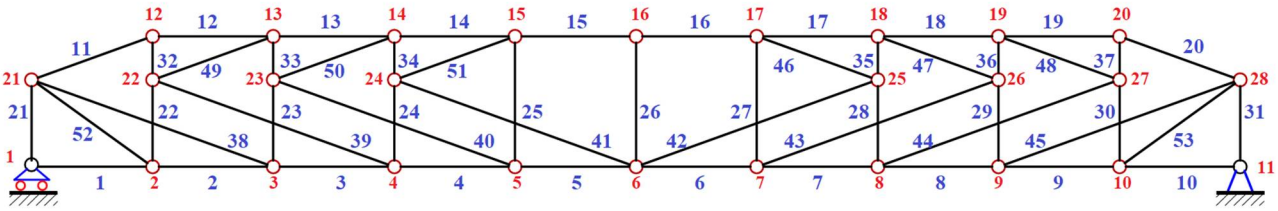


Рис. 2. Номера узлов и стержней, n = 4

Решение системы ищется в системе Maple. Рассмотрена для примера равномерно распределенная по узлам вертикальная нагрузка. Решение системы линейных уравнений дает распределение усилий по стержням. На рисунке 3 изображена схема распределения усилий в стержнях фермы с тремя панелями (n = 3), a = 3м, h = 2м. Синим цветом выделены стержни с отрицательными усилиями (сжатые), растянутые — красным. Тонкие черные линии — это ненапряженные стержни. Толщина отрезков условно пропорциональна модулям усилий в соответствующих стержнях. Значения усилий (кН) от действия узловых сил P=1кН округлены до двух значащих цифр.

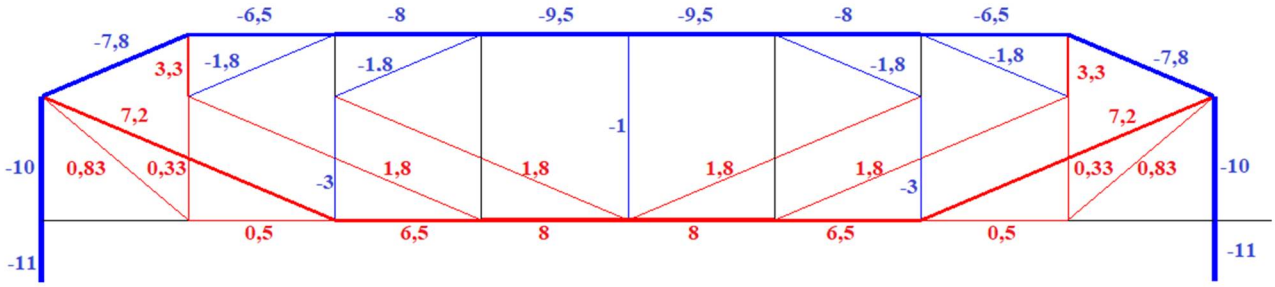


Рис. 3. Распределение усилий в стержнях от действия равномерно распределенной по узлам вертикальной нагрузки, n = 3

При такой нагрузке стержни верхнего пояса фермы сжаты, нижнего — растянуты. Основная часть стержней решетки растянута, несколько стержней сжаты небольшими усилиями, их расчет не требует проверки на устойчивость. Положительным качеством предлагаемой схемы решетки является то, что длинные раскосы растянуты, а короткие сжаты. Это повышает устойчивость фермы.

Оценка первой частоты собственных колебаний по упрощенному методу Донкерлея. Расчет первой собственной частоты ω_D выполняется по следующей формуле:

$$\omega_*^{-2} = m\sum_{p=1}^{K}\delta_p = m\delta^{\max}K\,/\,2 = m\Delta_n,$$

где $\delta^{\max}$ — наибольшее по всем узлам значение прогиба δ_p, $p = 1,..,K$ от действия вертикальной единичной силы на узел p. Применительно к рассматриваемой ферме это узел в середине пролета: p=n+2. Значение Δ_n рассчитывается по формуле Максвелла — Мора в аналитической форме суммированием по всем стержням конструкции, включая и три опорные:

$$\delta^{\max} = \sum_{\alpha=1}^{\nu}\left(S_\alpha^{(p)}\right)^2 l_\alpha\,/\,(EF), \qquad (1)$$

где $S_\alpha^{(p)}$ — усилие в стержне с номером α при действии на узел p единичной вертикальной силы, l_α — длина соответствующего стержня. Жесткость EF всех стержней принимается одинаковой. Вертикальные и горизонтальный стержни, моделирующие левую подвижную и правую неподвижную опоры, принимаются длиной h и a.

Вычисление сумм в (1) для ряда ферм с последовательно увеличивающимся числом панелей в системе Maple [6-10] дает следующие формулы:

$$\delta_1^{\max} = (5a^3 + 22c^3 + 39h^3 + d^3) / (18h^2EF),$$
$$\delta_2^{\max} = (18a^3 + 45c^3 + 126h^3 + 9d^3) / (18h^2EF),$$
$$\delta_3^{\max} = (75a^3 + 232c^3 + 441h^3 + 25d^3) / (18h^2EF),$$
$$\delta_4^{\max} = (236a^3 + 763c^3 + 1740h^3 + 121d^3) / (18h^2EF),$$
$$\delta_5^{\max} = (873a^3 + 3294c^3 + 6831h^3 + 441d^3) / (18h^2EF),$$

где $c = \sqrt{a^2 + h^2}$, $d = \sqrt{a^2 + 4h^2}$. Методами системы компьютерной математики Maple с помощью оператора `rgf_findrecur` можно получить выражение общего члена полученной последовательности [18]. Искомая формула имеет вид полинома:

$$\Delta_n = K \frac{C_1 a^3 + C_2 c^3 + C_3 d^3 + C_4 h^3}{2h^2 EF},$$

где коэффициенты полинома $C_1, .., C_4$ зависят лишь от числа панелей n на половине пролета:

$$C_1 = (18n^3 + 18n^2 - 12(-2)^n + 3n + 204^n - 8) / 486,$$
$$C_2 = (27n + 284^n + 7 - 26(-2)^n) / 162,$$
$$C_3 = (4(-2)^n + 44^n + 1) / 162,$$
$$C_4 = (2(-2)^n + 9n + 204^n + 32) / 54.$$

Расчетная формула для определения первой частоты имеет вид:

$$\omega_* = h\sqrt{\frac{2EF}{Km(C_1 a^3 + C_2 c^3 + C_3 d^3 + C_4 h^3)}}. \qquad (2)$$

Численное решение. Полученное аналитическое решение надо сравнить с численным, полученным для фермы как дискретной механической системы масс с K степенями свободы. Расчеты выполняются в той же системе Maple, но работающей в численной моде. Для определения собственных чисел матрицы системы уравнений применяется оператор **`Eigenvalues`**. Приняты размеры панели фермы: $a = 3$м, $h = 2$м. Материал стержней — сталь, модуль упругости $E = 2{,}1 \cdot 10^5$ МПа, площадь поперечного сечения стержней $F = 9\,\text{см}^2$, в узлах расположены массы $m = 200$кг. Кривая зависимости частоты ω_* от числа панелей по формуле (2) сопоставлена с первой частотой спектра ω_1, полученной численно с учетом всех степеней свободы грузов, колеблющихся в узлах фермы по вертикали (рис. 4). С ростом числа панелей решения сближаются. Частота колебаний уменьшается. Аналитическое решение ограничивает численное решение снизу.

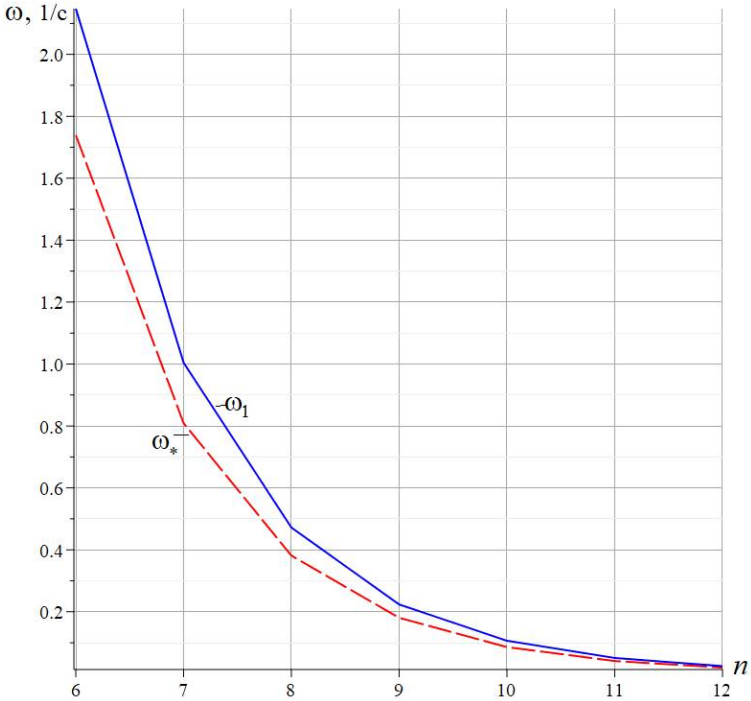


Рис. 4. Аналитическое решение ω_* и численное ω_1

Более наглядную оценку погрешности приближенного метода дает относительная величина: $\varepsilon = (\omega_1 - \omega_*) / \omega_1$. Зависимости погрешности от числа панелей при $a = 3$м для различных значений высоты h представлены на рис. 5.

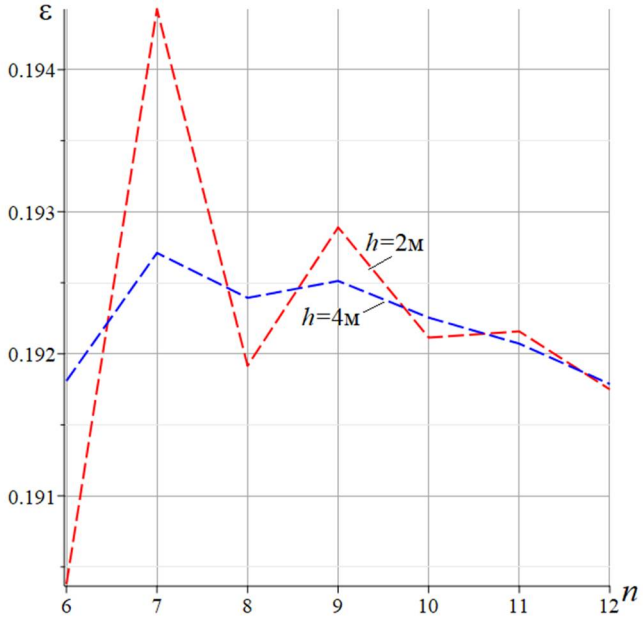


Рис. 5. Погрешность аналитической оценки (2) основной частоты

Спектр регулярных ферм. Первая частота колебаний конструкции наиболее востребована при расчете динамики сооружения. Высшие же частоты используются в инженерной практике реже, для них весьма затруднительно получить аналитические оценки при анализе регулярных систем, однако в общей картине спектров частот семейства регулярных ферм различного порядка есть некоторые полезные для расчетов закономерности.

Отдельные точки на рис. 6 означают частоты спектров собственных колебаний ферм различного порядка, рассчитанных для случая a=3м, h = 2м.

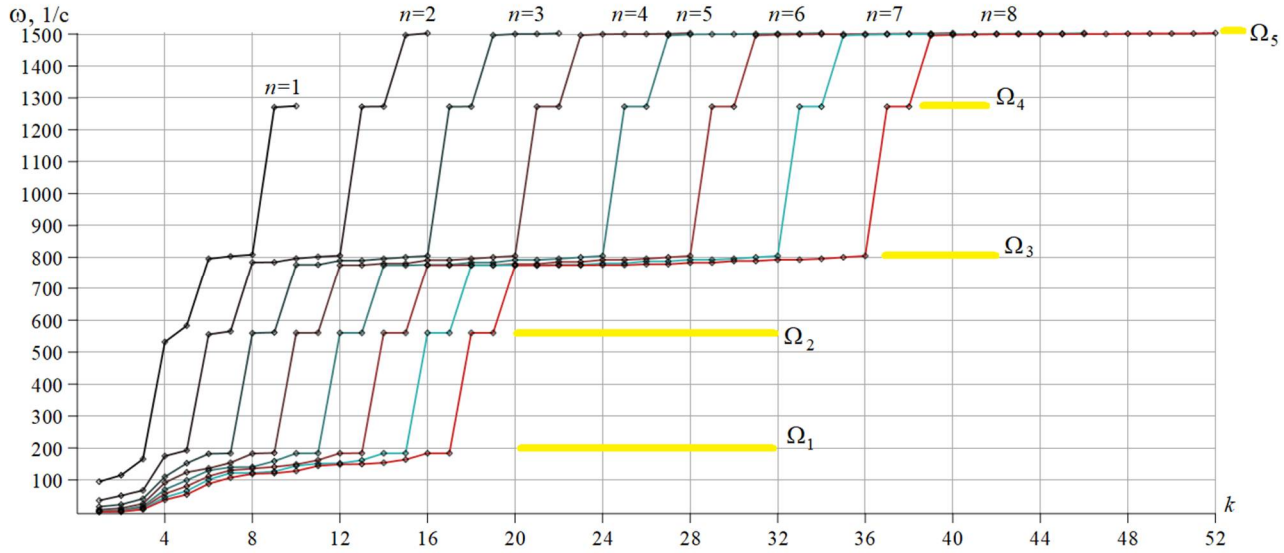


Рис. 6. Спектры семейства регулярных ферм порядков n=1 – 20

Расчеты выполнены численно в системе Maple по тому же алгоритму, что и аналитический расчет. Отдельные частоты спектра каждой фермы соединены условными кривыми. На оси абсцисс отложены номера частот в спектре. Сверху соответствующего спектра отмечен порядок фермы (число панелей в половине пролета), n=1,...,8 .

На графике можно заметить ряд закономерностей зависимости частот от числа панелей. Замечено, что высшая частота собственных колебаний фермы почти не зависит от порядка регулярной фермы. Это значение равно $\Omega_5 = 1505$ Гц, что близко к частоте ноты соль в третьей октаве (спектральная константа). Аналогично в этой задаче можно выделить еще четыре спектральных константы: $\Omega_4 = 1274$ Гц, $\Omega_3 = 805$ Гц, $\Omega_2 = 560$ Гц, $\Omega_1 = 183$ Гц. Знание констант позволяет оценить границы изменений собственных частот ферм большого порядка, для расчета которых требуются значительные вычислительные ресурсы и время. Интервалы между отмеченными константами образуют четыре зоны резонансной безопасности [4]. Внешние возмущения на частотах из этих областей не вызывают резонанса при любом числе панелей. Изменение размеров фермы не сильно влияет на положение и размеры этих зон.

Заключение. Рассмотрена новая схема статически определимой решетчатой фермы. Получена формула зависимости основной частоты собственных колебаний модели ферменной конструкции от числа панелей. Точность выведенной формулы вполне удовлетворительная и растет с увеличением числа панелей. В спектре собственных частот семейства регулярных ферм с различным числом панелей обнаружены спектральные константы, дающие возможность находить численные решения для ферм высокого порядка регулярности простым перерасчетом ферм с небольшим числом панелей. Спектральные константы образуют четыре зоны резонансной безопасности.

Библиографический список

1. Han Q. H. et al. Failure mechanism of steel arch trusses: Shaking table testing and FEM

analysis // Engineering Structures. — 2015. — Т. — 82. — С.—186–198. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.10.013
2. Liu H. et al. Study on updating finite element model of steel truss structure based on knowledge-enhanced deep reinforcement learning // Engineering Structures. — 2024. — Т. 316. – С. 118576.https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118576
3. Игнатьев В.А., Игнатьев А.В. Метод конечных элементов в форме классического смешанного метода строительной механики (теория, математические модели и алгоритмы). М.: Издательство АСВ, — 2022. — 306 с.
4. Лыонг Конг Л. Зависимость области резонансно безопасных частот от размеров статически определимой плоской фермы // Строительная механика и конструкции. — 2024. — №2(41). — С.16-26. DOI 10.36622/2219-1038.2024.41.2.002
5. Комерзан Е.В., Свириденко О.В. Аналитический расчет прогиба плоской внешне статически неопределимой фермы с произвольным числом панелей // Строительная механика и конструкции. — 2021. — №2 (29). — С. 29-37.
6. Kirsanov M., Saypulaev G., Saypulaev M. Formula for estimating the fundamental frequency of a frame-type planar truss // AlfaBuild. — 2023. — 29. — Article No 2902. DOI: 10.57728/ALF.29.2
7. Кирсанов М.Н. Формула для расчета первой частоты собственных колебаний фермы // Строительная механика и конструкции. — 2023. — №4(39). — С. 42-50. DOI 10.36622/VSTU.2023.39.4.005
8. Комерзан Е. В., Ниналалов И.Г., Свириденко О. В. Расчет основной частоты собственных колебаний плоской модели составной фермы // Строительная механика и конструкции. — 2023. — №4(39). — С. 27-34
9. Sviridenko O., Komerzan E. The dependence of the natural oscillation frequency of the console truss on the number of panels // Construction of Unique Buildings and Structures. — 2022. 101. — Article No 10101. DOI: 10.4123/CUBS.101.1
10. Kirsanov M.N., Safronov V.S. Analytical estimation of the first natural frequency and analysis of a planar regular truss oscillation spectrum // Magazine of Civil Engineering. — 2022. — 111(3). — Article No. 11114. DOI: 10.34910/MCE.111.14
11. Манукало А. С. Анализ значения первой частоты собственных колебаний плоской фермы // Постулат. — 2023. — №4.
12. Хазов П. А., Молодушная, Б. Б. Лампси (мл.) и др. Сравнение динамических расчетных моделей при определении частот и форм собственных колебаний большепролетной стальной фермы покрытия здания велодрома // Приволжский научный журнал. – 2019. – №. 2. – С. 16-24.
13. Петриченко Е.А. Оценка частоты собственных колебаний фермы Финка // В книге: Радиоэлектроника, электротехника и энергетика. Тезисы докладов двадцать седьмой международной научно-технической конференции студентов и аспирантов. Москва, 2021. — С. 999.
14. Petrenko V. The natural frequency of a two-span truss // AlfaBuild. — 2021. — 20 — Article No 2001. DOI: 10.34910/ALF.20.1
15. Скулова П.А. Оценка частоты собственных колебаний фермы Больмана // В сборнике: Механизация и автоматизация строительства. Сборник статей. Самарский государственный технический университет. Самара, — 2020. — С. 102-107.
16. Dai Qiao Analytical Dependence of Planar Truss Deformations on the Number of Panels // AlfaBuild. — 2021. — 17. — Article No 1701. DOI: 10.34910/ALF.17.1
17. Maslov A. The first natural frequency of a planar regular truss. Analytical solution // Construction of Unique Buildings and Structures. — 2023. —109 —Article No 10912. DOI: 10.4123/CUBS.109.12
18. Kirsanov M. Simplified Dunkerley method for estimating the first oscillation frequency of a

regular truss // Construction of Unique Buildings and Structures. — 2023. —108. — Article — No 10801. DOI: 10.4123/CUBS.108.1

References

1. Han Q. H. et al. Failure mechanism of steel arch trusses: Shaking table testing and FEM analysis. Engineering Structures. 2015. V. 82. P. 186-198. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.10.013.
2. Liu H. et al. Study on updating finite element model of steel truss structure based on knowledge-enhanced deep reinforcement learning. Engineering Structures. 2024. V. 316. P. 118576. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118576
3. Ignatiev V.A., Ignatiev A.V. Finite element method in the form of a classical mixed method of structural mechanics (theory, mathematical models and algorithms). Moscow: ASV Publishing House, 2022. 306 p. (in Russian).
4. Luong Kong L. Dependence of the region of resonantly safe frequencies on the dimensions of a statically determinate flat truss. Structural Mechanics and Structures. 2024. No. 2 (41). P. 16-26. DOI 10.36622/2219-1038.2024.41.2.002 (in Russian).
5. Komerzan E.V., Sviridenko O. V. Analytical calculation of the deflection of a plane external statically undeterminated truss with an arbitrary number of panels. Structural Mechanics and Structures, 2021. 2(29). 29-30. (in Russian).
6. Kirsanov, M., Saypulaev, G., Saypulaev, M. Formula for estimating the fundamental frequency of a frame-type planar truss. AlfaBuild. 2023. 29 Article No 2902. doi: 10.57728/ALF.29.2
7. Kirsanov M.N. Formula for calculating the first frequency of natural oscillations of a truss. Structural mechanics and structures. 2023. No. 4 (39). P. 42-50. DOI 10.36622 / VSTU.2023.39.4.005. (in Russian).
8. Komerzan E. V., Ninalalov I. G., Sviridenko O. V. Calculation of the fundamental frequency of natural oscillations of a flat model of a composite truss // Structural mechanics and structures. 2023. No. 4 (39). P. 27-34 (in Russian).
9. Sviridenko O., Komerzan E. The dependence of the natural oscillation frequency of the console truss on the number of panels. Construction of Unique Buildings and Structures. 2022. 101. Article No 10101. doi: 10.4123/CUBS.101.1
10. Kirsanov M.N., Safronov V.S. Analytical estimation of the first natural frequency and analysis of a planar regular truss oscillation spectrum. Magazine of Civil Engineering. 2022. 111(3). Article 11114. doi: 10.34910/MCE.111.14
11. Manukalo A.S. Analysis of the value of the first frequency of natural oscillations of a flat truss. Postulate. 2023. No. 4. (in Russian).
12. Khazov P. A., Molodushnaya, B. B. Lampsi (Jr.), et al. Comparison of dynamic calculation models for determining the frequencies and modes of natural vibrations of a large-span steel truss of the velodrome building roof. Privolzhsky Scientific Journal. - 2019. No. 2. P. 16-24. (in Russian).
13. Petrichenko E.A. Estimation of the natural oscillation frequency of the Fink truss. In the book: Radio electronics, electrical engineering and power engineering. Abstracts of reports of the twenty-seventh international scientific and technical conference of students and postgraduates. Moscow, 2021. P. 999. (in Russian).
14. Petrenko V. The natural frequency of a two-span truss. AlfaBuild. 2021. 20 Article No 2001. doi: 10.34910/ALF.20.1
15. Skulova P.A. Estimation of the natural oscillation frequency of the Bohlmann truss. In the collection: Mechanization and automation of construction. Collection of articles. Samara State Technical University. Samara, 2020. Pp. 102-107. (in Russian).

16. Dai Qiao Analytical Dependence of Planar Truss Deformations on the Number of Panels. AlfaBuild. 2021. 17. Article No 1701. doi: 10.34910/ALF.17.1
17. Maslov A. The first natural frequency of a planar regular truss. Analytical solution. Construction of Unique Buildings and Structures. 2023. 109 Article No 10912. doi: 10.4123/CUBS.109.12
18. Kirsanov M. Simplified Dunkerley method for estimating the first oscillation frequency of a regular truss. Construction of Unique Buildings and Structures. 2023. 108. Article No 10801. doi: 10.4123/CUBS.108.1

ANALYTICAL ASSESSMENT OF THE FIRST FREQUENCY OF NATURAL OSCILLATIONS OF A SEMI-DISPATCH TYPE LATTICE TRUSS

M. N. Kirsanov

National Research University «MPEI»

Russia, Moscow

Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Professor of the Department of Robotics, Mechatronics, Dynamics and Strength of Machines, tel.: +7(495)362-73-14, e-mail: c216@ya.ru

The beam regular truss with parallel chords has a complex diagonal lattice. The formula for the dependence of the fundamental oscillation frequency on the number of panels is derived using the method based on the simplified Dunkerley formula. The inertial properties of the structure are modeled by masses concentrated in its nodes. It is assumed that the oscillations of the nodes occur along the vertical axis. The Maxwell-Mohr formula is used to calculate the rigidity of the truss. Comparison of the analytical solution with the numerical one shows the high accuracy of the obtained formula. All transformations are performed in the computer mathematics system. Generalization of a series of particular solutions to an arbitrary number of panels is performed by the induction method. The spectrum of natural frequencies is analyzed numerically and spectral constants and resonance safety zones are identified.

Key words: statically determinate truss, first natural frequency, analytical method, induction, Maxwell-Mohr formula, spectrum of natural frequencies, spectral constants, resonance safety zone.

DOI 10.36622/2219-1038.2024.42.3.002
УДК 624.04

ПОВЫШЕНИЕ ТОЧНОСТИ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ ОСНОВНОЙ ЧАСТОТЫ КОЛЕБАНИЙ ПЛАСТИН В ФОРМЕ ПРОИЗВОЛЬНОГО ТРЕУГОЛЬНИКА ГЕОМЕТРИЧЕСКИМ МЕТОДОМ

А. А. Черняев

Орловский государственный университет имени И. С. Тургенева
Россия, г. Орел

Канд. техн. наук, доцент кафедры промышленного и гражданского строительства, тел.: +7(4862)73-43-95,
e-mail: Chernyev87@yandex.ru

В статье рассматривается задача свободного колебания упругих изотропных пластин в форме произвольного треугольника с комбинациями граничных условий по сторонам «жесткое защемление - шарнирная опора». Для определения значения основной частоты колебаний пластин предлагается использовать геометрический метод профессора А.В. Коробко: метод интерполяции по коэффициенту формы, с использованием при этом в качестве альтернативного геометрического аргумента известных из теории конформных отображений геометрически определяемых величин – конформных радиусов. Как показали проведённые исследования, такая замена аргумента позволяет значительно повысить точность метода. Приводится числовой пример вычислений. Указываются преимущества применения данного метода, перспективы решения смежных задач, отличие от известного метода конформных отображений. Рассмотренный алгоритм был реализован в программе для ЭВМ.

Ключевые слова: треугольные пластины, основная частота, конформные радиусы, комбинированные граничные условия.

Введение. Треугольные пластины, как известно из инженерной практики, широко используются в машиностроении и строительстве в качестве несущих и ограждающих конструктивных элементов, при этом нередко воспринимающих вибрационную нагрузку различного характера, возбуждающую свободные колебания конструктивных элементов.

В настоящее время расчет конструкций выполняется зачастую численными методами, в частности методом конечных элементов. Однако, несмотря на их высокую эффективность, такие методы обладают и некоторыми недостатками, которые заключаются в сложности анализа результата расчета, невозможности дать качественную и количественную оценку искомого решения при варьировании геометрических параметров или формы конструкции (пластины в нашем случае), или граничных условий.

Ввиду некоторой сложности геометрической формы пластин (произвольный треугольник) по [1] и комбинированных граничных условий точное решение известного дифференциального уравнения [2] получить затруднительно. И для его решения прибегают к различным приближенным, в том числе аналитическим, методам. В научной литературе последних лет известны достаточно близкие к точным решения похожих задач, например [3–5].

Методика. Профессор А.В. Коробко разработал приближенный геометрический метод решения двумерных задач теории упругости и строительной механики, получивший название метода интерполяции по коэффициенту формы [6].

В этом методе основным геометрическим аргументом является коэффициент формы K_f – интегральная характеристика формы конструкции (в нашем случае – пластины), которая дает количественную оценку правильности (симметрии) ее формы [1] (рис. 1).

Суть метода интерполяции по коэффициенту формы состоит в выборе некоторого подмножества геометрических форм пластин, объединенных некоторым геометрическим

© Черняев А. А., 2024

преобразованием (включая при этом заданную пластину и две другие «опорные пластины», решения для которых известны («эталонные» решения). Искомые значения для заданной пластины определяются путем интерполяции «опорных» («эталонных») решений по коэффициенту формы с использованием различных функций интерполяции.

Рис. 1. Конструктивная форма (пластина): (а) криволинейная; (б) многоугольник

В настоящей работе исследуется применение соотношения внутреннего $\dot{r}$ и внешнего $\bar{r}$ конформных радиусов известных из теории конформных отображений [7] вместо коэффициента формы K_f. Внутренний и внешний конформные радиусы известны в использовании в задачах математической физики и некоторых задачах теории упругости [8] как геометрические аргументы, характеризующие форму односвязной плоской области.

В данной статье на основе метода интерполяции по коэффициенту формы предлагается использовать отношение $\dot{r}/\bar{r}$ вместо K_f в задаче о свободных колебаниях пластин. Рассматриваются пластины в форме произвольного треугольника с комбинациями граничных условий по сторонам «жесткое защемление - шарнирная опора».

Ранее в [9] и др. были установлены функциональные связи между конформными радиусами и основной частотой колебаний упругих изотропных пластин (а также другими физическими и механическими характеристиками в задачах технической теории [2]) и обоснована указанная замена и на ряде задач, в том числе колебаний [10, 11] и др., апробирована.

Также в предыдущих работах [9] и др. был доказан ряд закономерностей графической взаимосвязи соотношения конформных радиусов $\dot{r}/\bar{r}$ и интегральной физической или механической характеристики пластины F, в частности, основной частоты пластины в ненагруженном состоянии ω (рис. 2).

На рис. 2 точки «3», «4» и «6» соответствуют значениям основной частоты для пластин правильной формы: треугольника, четырехугольника (квадрата), шестиугольника; точка «0» соответствует значениям для круглой пластины. Показаны числовые значения и кривые для случая защемленных кромок пластин по всему контуру.

Основная частота колебаний пластины представлена в виде

$$\omega = k_\omega \frac{\sqrt{D/m}}{A}, \tag{1}$$

где D – жесткость пластины на изгиб:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}, \tag{2}$$

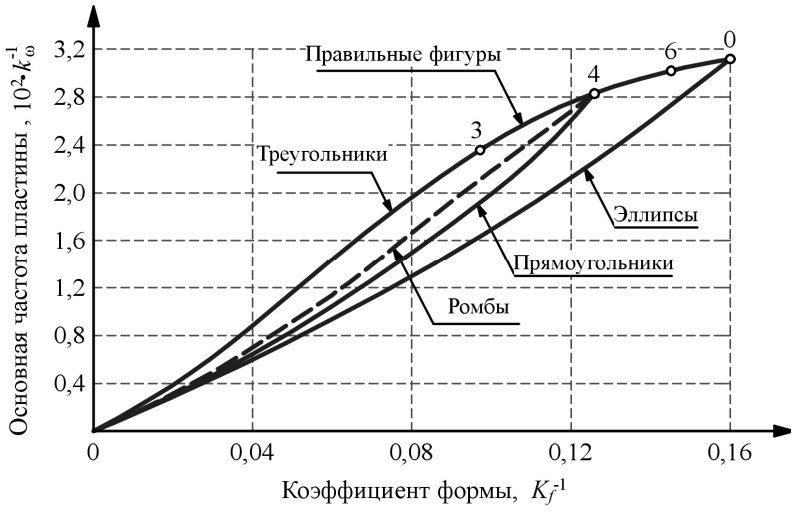
где E – модуль упругости материала; h – толщина пластины; ν – коэффициент Пуассона; m – погонный вес; A – площадь пластины, k_ω – числовое значения частоты в общем виде, безразмерная величина.

Основная частота колебаний заданной пластины по данному методу на примере использования степенной функций интерполяции определяется по выражениям (рис. 3):

$$k_\omega = k_{\omega 1}\left(\frac{K_f}{K_{f1}}\right)^n,\ n = \frac{ln\left(k_{\omega 2}/k_{\omega 1}\right)}{ln\left(K_{f2}/K_{f1}\right)}, \qquad (3)$$

где K_f – коэффициент формы для заданной пластины; K_{f1}, K_{f2} и $k_{\omega 1}$, $k_{\omega 2}$ – коэффициент формы и основная частота колебаний для «опорных» пластин.

а)



б)

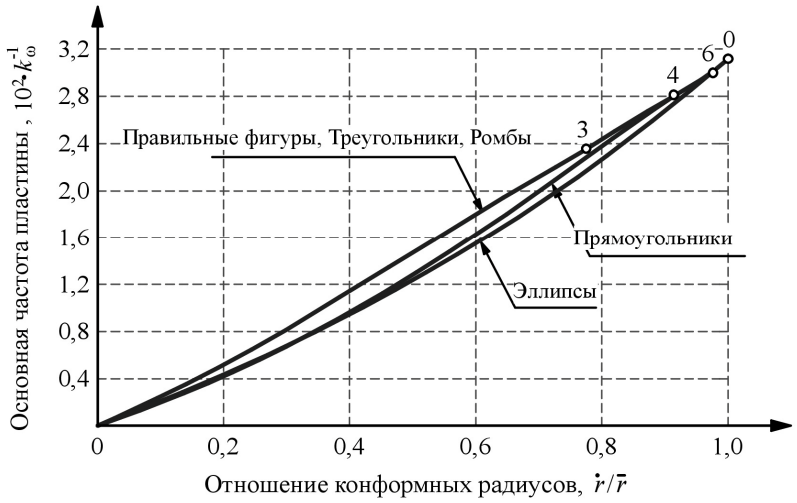


Рис. 2. Кривые: основная частота колебаний пластины – коэффициент формы (а); основная частота колебаний пластины – отношение конформных радиусов (б)

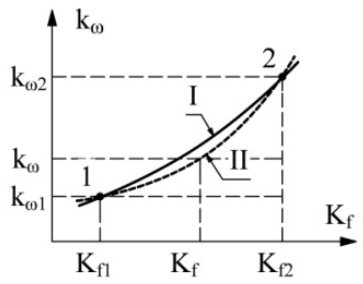


Рис. 3. Степенная интерполяция: I – действительная кривая; II – аппроксимирующая кривая

Все пластины в форме произвольного треугольника могут быть получены при различных геометрических преобразованиях из равнобедренных и прямоугольных [6].

Следует отметить, что в данной статье, как и предыдущих, форма произвольного треугольника рассматривается как сложная по [1], т.к. её форма может быть задана двумя независимыми параметрами. Равнобедренные и прямоугольные – как простые, т.к. их форма может быть задана одним независимым параметром. Для них с комбинациями граничных условий по сторонам «жесткое защемление - шарнирная опора» в предыдущих работах [12, 13] были получены кривые «основная частота колебаний пластины - отношение конформных радиусов». Для пластин в форме произвольного треугольника показывается решение с применением рассматриваемого метода и заменой аргумента в настоящей статье.

Формулы по определению значений конформных радиусов (получаемых при отображении на единичный круг) приводятся в [8].

Для произвольных треугольников с углами $\pi\alpha$, $\pi\beta$, $\pi\gamma$:

$$\dot{r} = 4\pi \cdot f(\alpha) f(\beta) f(\gamma) \cdot \rho, \tag{4}$$

$$\overline{r} = \frac{A}{\pi \dot{r}}, \tag{5}$$

где

$$f(x) = \frac{1}{G(x)} \left\{ \frac{x^x}{(1-x)^{1-x}} \right\}^{\frac{1}{2}}; \tag{6}$$

где ρ – описанный радиус; A – площадь; x – это α или β или γ; G(x) – гамма-функция.

Для равнобедренных треугольников с углами $\alpha = \beta$ выражения (6), (7) примут следующий вид:

$$\dot{r} = 4\pi \cdot f^2(\alpha) f(\gamma) \cdot \rho, \tag{7}$$

$$\overline{r} = \frac{ctg\alpha \cdot h^2}{\pi \dot{r}}, \tag{8}$$

где α – равный угол при основании; h – высота;

Для прямоугольных треугольников α = π/2 и из выражения (7) следует:

$$\overline{r} = \frac{\sin 2\alpha \cdot c^2}{4\pi \dot{r}}, \tag{9}$$

где α – угол при гипотенузе; c – гипотенуза.

В работе [14] приводятся графики и таблица полученных для множества значений углов значений $\dot{r}$ и $\overline{r}$, и их отношения $\dot{r}/\overline{r}$.

Функциональная взаимосвязь основной частоты колебаний пластин ω с отношением конформных радиусов $\dot{r}/\overline{r}$ имеет вид [9]:

$$\omega \le k \cdot \left(\frac{\dot{r}}{\overline{r}}\right)^{-1} \cdot \frac{\sqrt{D/m}}{A}, \qquad (10)$$

где k – числовая константа, зависящая от вида граничных условий и обращающая выражение (12) в равенство для круглой пластины; остальные обозначения – те же, что и в (3), (4).

Диапазон значений основной частоты для пластин при использовании соотношения конформных радиусов $\dot{r}/\overline{r}$ значительно уже, чем при использовании коэффициента формы (см. рис. 2). Следовательно, можно предположить, что за счет использования соотношения $\dot{r}/\overline{r}$ в виде альтернативного геометрического аргумента и применения метода интерполяции вместо коэффициента формы вычисление искомого решения определится с более высокой точностью, чем при использовании коэффициента формы K_f.

Результаты. Чтобы подтвердить это предположение, проведем числовые исследования. Рассмотрим треугольные пластины с комбинированными граничными условиями: комбинация шарнирной опоры и жесткого защемления по сторонам (рис. 4).

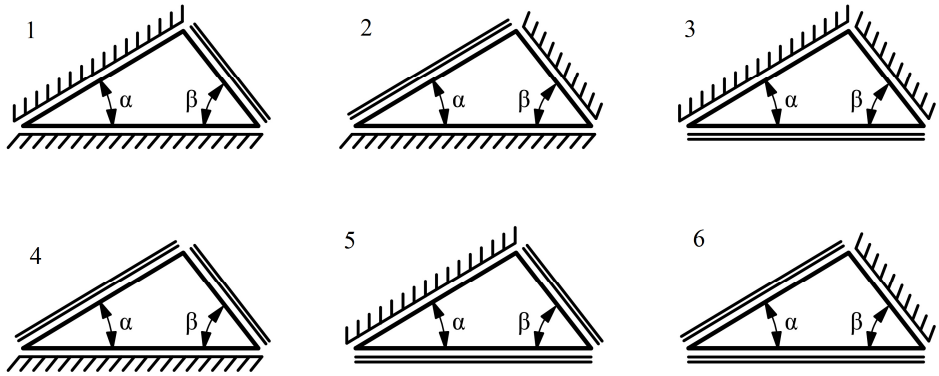


Рис. 4. Комбинации граничных условий «жесткое защемление - шарнирная опора» для пластин в форме произвольного треугольника

Опорные решения $k_{\omega 1}$, $k_{\omega 2}$ возьмем из работ [11, 12].

Формула (3) примет следующий вид:

$$k_\omega = k_{\omega 1}\left(\frac{\dot{r}/\overline{r}}{\dot{r}/\overline{r}_1}\right)^n, \quad n = \frac{ln\left(k_{\omega 2}/k_{\omega 1}\right)}{ln\left(\dot{r}/\overline{r}_2/\dot{r}/\overline{r}_1\right)}, \qquad (11)$$

где $\dot{r}/\overline{r}$ – соотношение конформных радиусов для задааной пластины; $\dot{r}/\overline{r}_1$, $\dot{r}/\overline{r}_2$ и $k_{\omega 1}$, $k_{\omega 2}$ – соотношение конформных радиусов и основная частота колебаний для «опорных» пластин.

Весь набор пластин в форме произвольного треугольника можно получить из равнобедренных и прямоугольных. В работе [15] показано, что для этого удобно использовать аффинные преобразования (рис. 5).

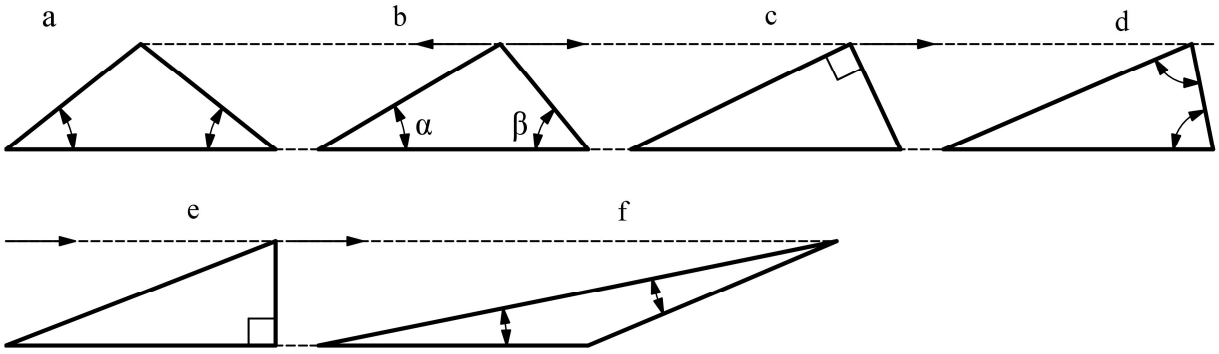


Рис. 5. Геометрическое преобразование треугольной пластины аффинным сдвигом

Если сделать аффинный сдвиг равнобедренного треугольника вдоль большей стороны (основания), как показано на рис. 5, то весь набор произвольных треугольников будет расположен между равнобедренными треугольниками с углом при основании менее 60° (рис. 5, a) и более 60° (рис. 5, d), включая прямоугольные треугольники (рис. 5, c).

Значения основной частоты для пластин в виде равнобедренных треугольников соответствующей формы ограничат весь набор решений для пластин в форме произвольных треугольников, в том числе пластин в форме прямоугольных треугольников. Покажем это графически (рис. 6) на примере комбинации граничных условий 3 по рис. 4.

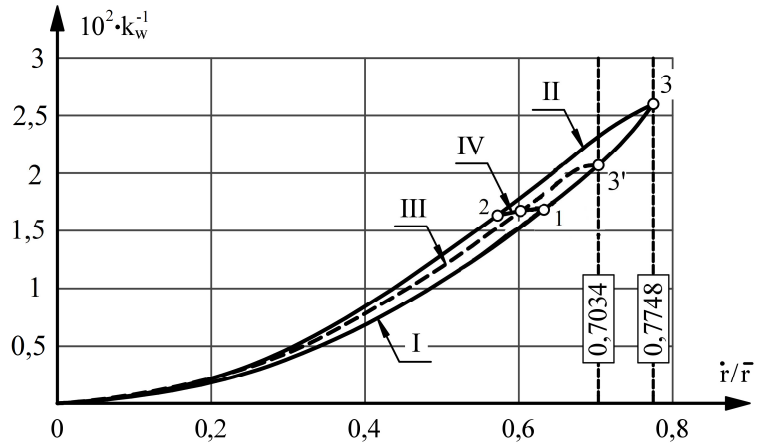


Рис. 6. Граничные кривые «основная частота колебаний - отношение конформных радиусов» для пластин в форме произвольных треугольников с комбинацией граничных условий 3 по рис. 4

На рис. 6 показаны следующие кривые: I – относится к пластинам в форме равнобедренных треугольников с равным углом при основании менее 60°; II – относится к пластинам в форме равнобедренных треугольников с углом при основании более 60°; III – относится к пластинам в форме прямоугольных треугольников.

Углы равнобедренных треугольных пластин $\alpha_1 < 60°$ и $\alpha_2 > 60°$, полученные при аффинном сдвиге треугольной пластины с углами α и β (рис. 7), будут определяться из выражений:

$$\alpha_1 = arctg\left(\frac{2 \cdot tg\alpha \cdot tg\beta}{tg\alpha + tg\beta}\right), \tag{12}$$

$$\alpha_2 = 0,5\left(180^0 - \arcsin\left(\frac{tg\alpha \cdot tg\beta}{tg\alpha + tg\beta}\right)\right). \tag{13}$$

Площадь *A* треугольной пластины с углами α и β и основания *a* (рис. 7) будет определяться из выражения

$$A = 0,5a^2 \cdot \frac{tg\alpha \cdot tg\beta}{tg\alpha + tg\beta} \tag{14}$$

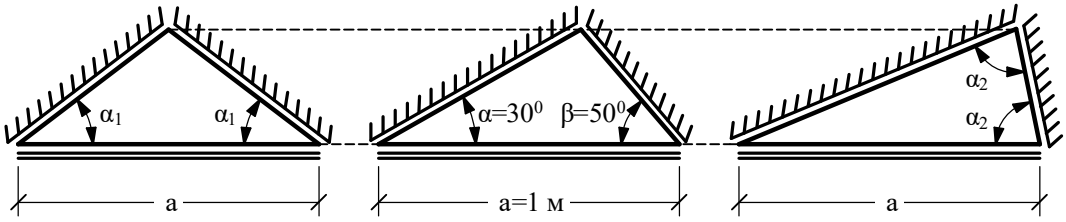


Рис. 7. Пример расчета треугольной пластины

Числовой пример. Требуется определить основную частоту собственных колебаний треугольной пластины с геометрическими параметрами: основание a = 1 м, углы при основании α = 30° и β = 50° (рис. 7), толщина t = 5 мм. Материал – сталь (модуль упругости $E = 2{,}06 \cdot 10^5$ МПа, коэффициент Пуассона ν = 0,3), плотность 7850 кг/м^3.

Решение. Определим углы равнобедренных треугольных пластин: α_1 = 37,88° по (12), α_2 = 78,56° по (13). Определим отношение конформных радиусов: для данной пластины $\dot{r}/\overline{r}$ = 0,6239 по (4), для «опорных» пластин $\dot{r}/\overline{r}_1$ = 0,6325 и $\dot{r}/\overline{r}_2$ = 0,5723 в соответствии с (7), (8). «Опорные» решения в общем виде (1) будут равны: $k_{\omega 1}$ = 39,70 и $k_{\omega 2}$ = 43,88 из работ [11, 12], полученных методом конечных элементов (МКЭ) с разбиением ~400-600 КЭ.

Определим искомое решение по (11) (кривая IV, рис. 6):

$$k_\omega = 39{,}70\left(\frac{0{,}6239}{0{,}6325}\right)^{-1{,}001} = 40{,}24,\ \ n = \frac{\ln\left(43{,}88/39{,}70\right)}{\ln\left(0{,}5723/0{,}6325\right)} = -1{,}001\cdot$$

И по (3) при использовании K_f:

$$k_\omega = 39{,}70\left(\frac{13{,}43}{13{,}21}\right)^{0{,}897} = 42{,}09,\ \ n = \frac{\ln\left(43{,}88/39{,}70\right)}{\ln\left(14{,}77/13{,}21\right)} = 0{,}897,$$

где K_f = 13,43, K_{f1} = 13,21, K_{f2} = 14,77 из работы [6].

Площадь заданной пластины по (14):

$$A = 0{,}5\cdot 1^2\cdot\frac{tg30^\circ\cdot tg50^\circ}{tg30^\circ + tg50^\circ} = 0{,}1944\ \text{м}^2.$$

Жесткость пластины на изгиб по (2):

$$D = \frac{2{,}06\cdot 10^{11}\cdot 0{,}005^3}{12\left(1-0{,}3^2\right)} = 2358\ \text{Н·м}.$$

Абсолютная величина (1) по (11):

$$\omega = 40{,}24\frac{\sqrt{2358/7850\cdot 0{,}005}}{0{,}1944} = 1604\ sec^{-1}$$

Абсолютная величина (1) по (3):

$$\omega = 42{,}09\frac{\sqrt{2358/7850\cdot 0{,}005}}{0{,}1944} = 1677\ sec^{-1}$$

Значение основной частоты, найденное МКЭ в программе SCAD [16] с порядка 400 конечными элементами и треугольной разбивкой: $\omega = 1622\ sec^{-1}$

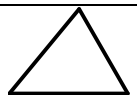
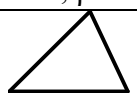
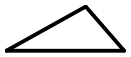
Отклонение Δ = -1,1% в первом случае, Δ = 3,4% во втором случае.

Числовые значения для остальных комбинаций (рис. 4: 1, 2, 4–6) были рассчитаны аналогичным образом для разных геометрических углов. В таблице показана часть результатов для комбинации 3, рис. 7.

Результаты расчетов основной частоты собственных колебаний треугольных пластин для комбинации граничных условий 3, рис. 7

Геометрические параметры	Основная частота колебаний ω, sec^{-1}				
	МКЭ в SCAD (~400-600 КЭ) [16]	использование отношения конформных радиусов $\dot{r}/\overline{r}$		использование коэффициента формы K_f	
		по (11)	Δ, %	по (3)	Δ, %

Продолжение таблицы

 α = 50°; β = 60°	775	792	2,2	802	3,5
 α = 45°; β = 65°	813	817	0,55	887	9,2
α = 40°; β = 60°	1002	999	–0,23	1062	6,0
α = 40°; β = 55°	1079	1071	–0,66	1105	2,5
 α = 30°; β = 50°	1622	1604	–1,1	1677	3,4

Обсуждение. Использование отношения конформных радиусов $\dot{r}/\overline{r}$ в методе интерполяции вместо коэффициента формы K_f при определении основной частоты собственных колебаний треугольных пластин с комбинациями граничных условий по сторонам «жесткое защемление - шарнирная опора» геометрическим методом позволяет уменьшить погрешность более чем в 2 раза.

Это можно объяснить тем, что граничные кривые для всего набора форм пластин, в том числе и треугольных, при такой замене оказались значительно уже (см. рис. 2).

Сравнение с другими возможными функциями интерполяции при использовании коэффициента формы [17] и отношения конформных радиусов дают аналогичный результат в пользу второго аргумента.

Одним из достоинств рассмотренного метода определения основной частоты колебаний пластины является графическое представление полученных результатов, позволяющее определить место найденного решения для всех наборов треугольных пластин.

Проводя сравнение с известным методом конформных отображений применяемого в том числе к расчету пластин [18] можно отметить, что при рассмотренном в работе приеме использования конформных радиусов не решается задача отыскания функции, осуществляющей конформное отображение треугольной области на другую фигуру, которая для случая комбинированных граничных условий осложняется. Тем самым данный подход обходит сложность математических вычислений и дает больше возможностей в анализе получаемых решений.

Рассмотренный алгоритм был реализован в разрабатываемой программе для ЭВМ по определению основной частоты собственных колебаний пластин различных форм на языке программирования Object Pascal в среде Borland Delphi [19], с графическим построением граничных кривых и отображения найденного решения в осях координат «основная частота колебаний - отношение конформных радиусов».

Помимо рассмотренной прямой задачи определения основной частоты собственных колебаний треугольных пластин с заданными комбинациями граничных условий возможно решение и других задач. Например, обратной задачи на определение геометрических параметров пластины на заданную частоту или определение более выгодного закрепления пластины по сторонам с целью увеличения частоты собственных колебаний и ряд других задач, связанных с оптимизацией геометрии.

Выводы. Замена геометрического аргумента на отношение конформных радиусов в геометрическом методе интерполяции по коэффициенту формы профессора А.В. Коробко при определении значения основной частоты колебаний пластин в форме произвольного треугольника с комбинациями граничных условий по сторонам «жесткое защемление - шарнирная опора» позволяет значительно повысить его точность.

Рассмотренный метод дает графическое представление полученных результатов с возможностью их качественной и количественной оценки.

Круг решаемых задач данным методом может быть расширен для решения обратных задач, задач связанных с оптимизацией геометрии и другими граничными условиями закрепления.

Библиографический список

1. Коробко В.И., Коробко А.В., Бояркина О.В. Количественная оценка симметрии плоских геометрических фигур и ее использование в двумерных задачах строительной механики // Известия Орловского государственного технического университета. Сер. Строительство и транспорт. – 2007. – № 2(14). – С. 75–83.
2. Коробко В.И., Коробко А.В. Строительная механика пластинок: Техническая теория. – М.: Спектр, 2010. – 410 с.
3. Свободные колебания прямоугольной пластины с защемленными противоположными краями (CFCF-пластина) / М.В. Сухотерин, В.В. Лалин, Л.Н. Кондратьева, С.О. Барышников, И.В. Войтко // Научно-технические ведомости Санкт-Петербургского государственного политехнического университета. Физико-математические науки. – 2023. – Т. 16. – № 1. – С. 51–64.
4. Kurpa L., Shmatko T. Nonlinear Free Vibrations of Functionally Graded Porous Sandwich Plates with Complex Shape. Advances in Nonlinear Dynamics. – 2024. – Vol. I. – P. 203–215.
5. Awrejcewicz J., Kurpa L., Mazur O. Free vibrations of small-scale plates with complex shape based on the nonlocal elasticity theory. Acta Mechanica. – 2022. – Vol. 233. – P. 5009–5019.
6. Коробко А.В. Геометрическое моделирование формы области в двумерных задачах теории упругости. – М.: АСВ, 1999. – 320 с.
7. Иванов В.И., Попов В.Ю. Конформные отображения и их приложения. – М.: Едиториал УРСС, 2002. – 324 с.
8. Полиа Г., Сеге Г. Изопериметрические неравенства в математической физике. – М.: КомКнига, 2006. – 336 с.
9. Черняев А.А. Решение двумерных задач теории упругости и строительной механики методом интерполяции с использованием конформных радиусов // Строительная механика и конструкции. – 2017. – № 2 (15). – С. 32–44.
10. Черняев А.А. Геометрическое моделирование формы параллелограммных пластин в задаче свободных колебаний с использованием конформных радиусов // Вестник Томского государственного университета. Математика и механика. – 2021. – № 70. – С. 143–159.
11. Черняев А.А. Использование геометрических методов строительной механики в решении задач устойчивости косоугольных пластин // Труды Центрального научно-исследовательского института им. академика А.Н. Крылова. – 2016. – № 94 (378). – С. 21–36.
12. Коробко В.И., Черняев А.А. Определение основной частоты свободных колебаний равнобедренных треугольных пластинок с комбинированными граничными усло-

виями с использованием отношения конформных радиусов // Строительство и реконструкция. – 2011. – № 2(34). – С. 36–42.
13. Коробко А.В., Черняев А.А. Определение основной частоты свободных колебаний пластинок в форме прямоугольных треугольников с комбинированными граничными условиями с использованием отношения конформных радиусов // Строительство и реконструкция. – 2011. – № 3(35). – С. 24–29.
14. Черняев А.А. Развитие метода интерполяции по отношению конформных радиусов для решения задач поперечного изгиба пластинок: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. – Орел, 2013. – 211 с.
15. Коробко А.В. Расчет треугольных пластинок методом интерполяции по коэффициенту формы с использованием аффинных преобразований // Известия высших учебных заведений. Авиационная техника. – 2003. – № 2. – С. 13–16.
16. SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++ / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, С.Ю. Фиалко и др. – М.: СКАД СОФТ, 2015. – 848 с.
17. Сенин М.А. Определение динамических характеристик пластинок с комбинированными граничными условиями с помощью метода интерполяции по коэффициенту формы: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.17. – Орел, 2009. – 207 с.
18. Овакимян С.Г. Изгиб правильных многоугольных и овалообразных, защемленных по контуру тонких плит методом конформного отображения // Труды Ереванского политехнического института. – 1950. – № 4. – С. 187–235.
19. Галисеев Г.В. Программирование в среде Delphi 7. – М.: Вильямс, 2004. – 288 с.

References

1. Korobko V.I., Korobko A.V., Boyarkina O.V. Quantitative assessment of the symmetry of plane geometric figures and its use in two-dimensional problems of structural mechanics. Bulletin of the Oryol State Technical University. Series: Construction and Transport. No. 2(14). 2007. Pp. 75-83.
2. Korobko V.I., Korobko A.V. Structural mechanics of plates: technical theory. Moscow: Spektr, 2010. 410 p.
3. Sukhoterin M.V., Lalin V.V., Kondratieva L.N., Baryshnikov S.O., Voitko I.V. Free vibrations of a rectangular plate with clamped opposite edges (CFCF plate). Scientific and Technical Bulletin of St. Petersburg State Polytechnical University. Physical and Mathematical Sciences. Vol. 16. No. 1. 2023. Pp. 51–64.
4. Kurpa L., Shmatko T. Nonlinear free vibrations of functionally graded porous sandwich plates with complex shape. Advances in Nonlinear Dynamics. Vol. 1. 2024. Pp. 203–215.
5. Awrejcewicz J., Kurpa L., Mazur O. Free vibrations of small-scale plates with complex shape based on the nonlocal elasticity theory. Acta Mechanica. Vol. 233. 2022. Pp. 5009–5019.
6. Korobko A.V. Geometric Modeling of Domain Shape in Two-Dimensional Problems of Elasticity Theory. M.: ASV, 1999. 320 p.
7. Ivanov V.I., Popov V.Yu. Conformal mappings and their applications. M.: Editorial URSS, 2002. 324 p.
8. Polia G., Sege G. Isoperimetric inequalities in mathematical physics. M.: KomKniga, 2006. 336 p.
9. Chernyaev A.A. Solution of two-dimensional problems of elasticity theory and structural mechanics by the interpolation method using conformal radii. Structural mechanics and Constructions. No. 2(15). 2017. Pp. 32–44.

10. Chernyaev A.A. Geometric modeling of the shape of parallelogram plates in the problem of free vibrations using conformal radii. Bulletin of Tomsk State University. Mathematics and Mechanics. No. 70. 2021. Pp. 143-159.
11. Chernyaev A.A. Use of geometric methods of structural mechanics in solving problems of stability of oblique plates. Proceedings of the Central Research Institute named after Academician A.N. Krylov. No. 94(378). 2016. Pp. 21-36.
12. Korobko V.I., Chernyaev A.A. Determination of the fundamental frequency of free oscillations of isosceles triangular plates with combined boundary conditions using the ratio of conformal radii. Construction and Reconstruction. No. 2(34). 2011. Pp. 36-42.
13. Korobko A.V., Chernyaev A.A. Determination of the fundamental frequency of free oscillations of plates in the form of right triangles with combined boundary conditions using the ratio of conformal radii. Construction and Reconstruction. No. 3(35). 2011. Pp. 24-29.
14. Chernyaev A.A. Development of the method of interpolation by the ratio of conformal radii for solving problems of transverse bending of plates: diss. ... Cand. of Engineering Sciences: 05.23.17. Orel, 2013. 211 p.
15. Korobko A.V. Calculation of triangular plates by the method of interpolation by the shape coefficient using affine transformations. Bulletin of Higher Educational Institutions. Aviation Engineering. No. 2. 2003. Pp. 13-16.
16. Karpilovskiy V.S., Kriksunov E.Z., Maliarenko A.A., Fialko S.Yu. SCAD Office. Version 21. Computing complex SCAD++. M.: SKAD SOFT, 2015. 848 p.
17. Senin M.A. Determination of dynamic characteristics of plates with combined boundary conditions using the interpolation method by the shape coefficient: dis. ... Cand. of Engineering Sciences: 05.23.17. Orel, 2009. 207 p.
18. Ovakimyan S.G. Bending of regular polygonal and oval-shaped thin plates clamped along the contour by the conformal mapping method. Transactions of the Yerevan Polytechnic Institute. No. 4. 1950. Pp. 187-235.
19. Galiseev G.V. Programming in the Delphi 7 environment. M.: Williams, 2004. 288 p.

INCREASING THE ACCURACY IN DETERMINING THE FUNDAMENTAL FREQUENCY OF PLATE OSCILLATIONS IN THE FORM OF AN ARBITRARY TRIANGLE BY THE GEOMETRIC METHOD

A. A. Chernyaev

Orel State University named after I.S. Turgenev
Russia, Orel

PhD of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Industrial and Civil Engineering,
Tel.: +7(4862)734395, e-mail: Chernyev87@yandex.ru

The article considers the problem of free vibration of elastic isotropic plates in the form of an arbitrary triangle with combinations of boundary conditions on the sides "rigid clamping - hinge support". To determine the value of the fundamental frequency of plate vibrations, it is proposed to use the geometric method of prof. A. V. Korobko: the method of interpolation by the shape coefficient, using as an alternative geometric argument the geometrically determined quantities known from the theory of conformal mappings: conformal radii. As shown by the conducted studies, such a replacement of the argument allows to significantly increase the accuracy of the method. A numerical example of calculations is given. The advantages of using this approach, the prospects for solving related problems, the difference from the well-known method of conformal mappings are indicated. The considered algorithm was implemented in a computer program.

Keywords: triangular plates, fundamental frequency, conformal radii, combined boundary conditions.

DOI 10.36622/2219-1038.2024.42.3.003
УДК 539.3/6

ПОСТРОЕНИЕ ЯДРА СЕЧЕНИЯ ДЛЯ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ, ОГРАНИЧЕННОГО ПОЛУПЕТЛЕЙ ЛЕМНИСКАТЫ

Л. В. Пахомова[1], О. В. Щербакова[2], Н. С. Инкижинов[3]

Сибирский государственный университет водного транспорта[1,2,3]
Россия, г. Новосибирск

[1]Канд. техн. наук, доцент, заведующий кафедрой «Техническая механика и подъемно-транспортные машины», тел.: +7(913)9040057, e-mail: Pahomova_l_v@mail.ru
[2] Канд. техн. наук, доцент кафедры «Техническая механика и подъемно-транспортные машины», тел.: +7(913)9258439, e-mail: fisher-54@yandex.ru
[3] Старший преподаватель кафедры «Техническая механика и подъемно-транспортные машины», тел.: +7(913)7998152, e-mail: inkizhinov47@bk.ru

Аннотация. Данная работа, как и [1], имеет общую кривую – лемнискату, ограничивающую поперечное сечение стержня. Однако в предыдущей статье поперечное сечение имеет одну ось симметрии, в то время как в данном исследовании поперечное сечение, представленное полупетлей лемнискаты, не имеет осей симметрии.

Учитывая сходство и различие указанных поперечных сечений, одна часть геометрических характеристик будет общей, а другая – отличается. Для кривой линии, ограничивающей контур поперечного сечения, применяется непрерывный способ, а для прямой линии, являющейся осью симметрии (Ox), используется дискретный способ построения ядра сечения.

Ключевые слова: полупетля лемнискаты, ядро сечения, геометрические характеристики сечения, главные центральные оси, двойной переход, центробежный момент инерции.

В работе [1] было рассмотрено поперечное сечение, ограниченное правой петлей лемнискаты (рис. 1).

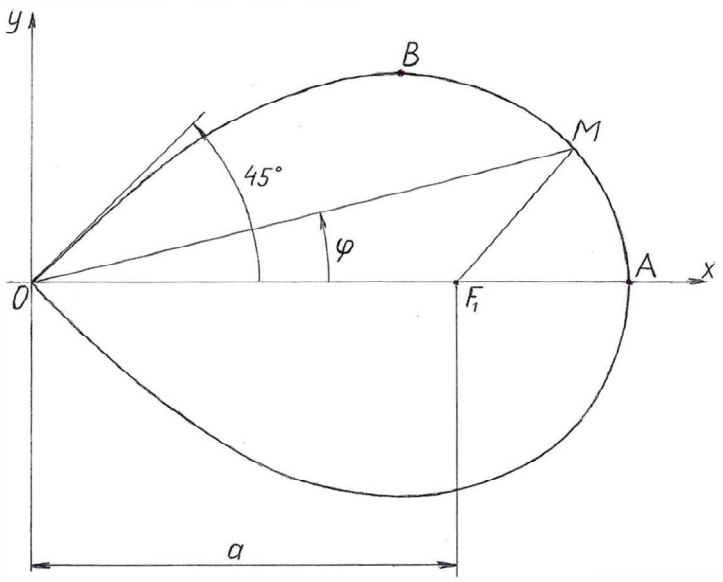


Рис. 1. Правая петля лемнискаты

© Пахомова Л. В., Щербакова О. В., Инкижинов Н. С., 2024

Лемниската – это кривая, имеющая два фокуса F_1 и F_2, лежащих на оси Ox. Эти фокусы отстоят от начал координат O на расстояние a (рис. 1). Уравнение лемнискаты в декартовых осях координат:

$$\left(x^2+y^2\right)^2-2a^2\left(x^2-y^2\right)=0. \tag{1}$$

Лемниската имеет две оси симметрии: x и y.

Произведение отрезков:

$$MF_1\cdot MF_2=a^2, \tag{2}$$

где M – текущая точка лемнискаты.

Координаты точек A и B лемнискаты наиболее удалены от осей x и y: $A(a\sqrt{2};0), B(a\cdot\frac{\sqrt{3}}{2};\frac{a}{2})$.

Полярное расстояние точки M:

$$OM=\rho=a\sqrt{2\cos 2\varphi}. \tag{3}$$

Для анализа рассмотрим верхнюю половину правой петли: $0\le\varphi\le\frac{\pi}{4}$. В предыдущей статье [1] были определены следующие геометрические характеристики этого поперечного сечения: площадь A, статический момент S_y, центр тяжести x_c и осевые моменты инерции I_x, I_y. Нам осталось определить статический момент S_x и центр тяжести y_c.

Найдем статический момент S_x полупетли в декартовых координатах (рис. 2). В работе [1] была выведена формула:

$$y=\sqrt{a\sqrt{a^2+4x^2}-(a^2+x^2)}. \tag{4}$$

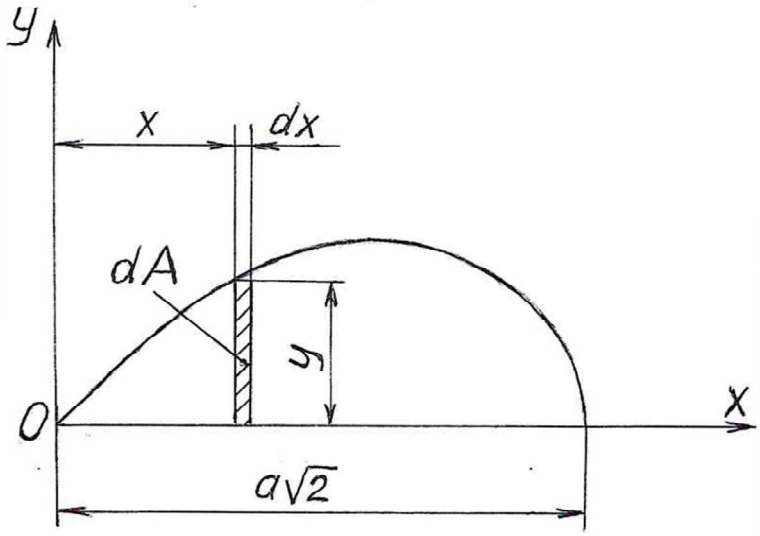


Рис. 2. Полупетля лемнискаты в декартовых координатах

$$dS_x = dA \cdot \frac{y}{2}; dA = y \cdot dx;$$

$$S_x = \int_A dS_x = \int_A y \cdot \frac{y}{2} \cdot dx = \frac{1}{2}\int_A y^2 dx =$$

$$= \frac{1}{2}\int_0^{a\sqrt{2}} \left[a\sqrt{a^2+4x^2} - \left(a^2+x^2\right)\cdot dx \right] = \frac{a}{2}\int_0^{a\sqrt{2}} \sqrt{a^2+4x^2}\cdot dx - \frac{1}{2}\int_0^{a\sqrt{2}} \left(a^2+x^2\right)\cdot dx.$$

$$\frac{a}{2}\int_0^{a\sqrt{2}} \sqrt{a^2+4x^2}\cdot dx = \left[x = \frac{a}{2} tg 2t; \quad dx = \frac{a}{\cos^2 2t}\cdot dt; \right.$$

$$\sqrt{a^2+4x^2} = \sqrt{a^2+4\left(\frac{a}{2}tg 2t\right)^2} = a\sqrt{1+tg^2 2t};$$

$$x_1 = 0 = \frac{a}{2}tg 2t_1, t_1 = 0; \quad x_2 = a\sqrt{2} = \frac{a}{2}tg 2t_2, tg 2t_2 = 2\sqrt{2};$$

$$t_2 = \frac{1}{2}arctg 2\sqrt{2} \Bigg] = \frac{a}{2}\int_{t_1}^{t_2} a\sqrt{1+tg^2 2t}\cdot\frac{a}{\cos^2 2t}\cdot dt = \frac{a^3}{2}\int_{t_1}^{t_2}\frac{dt}{\cos^3 2t} = \frac{a^3}{4}\int_{t_1}^{t_2}\frac{d2t}{\cos^3 2t} =$$

$$= \frac{a^3}{4}\left[\frac{\sin 2t}{2\cos^2 2t} + \frac{1}{2}\ln\left|tg\left(\frac{\pi}{4}+t\right)\right|\right] \Bigg|_0^{\frac{1}{2}arctg 2\sqrt{2}} = \frac{a^3}{4}\cdot 5{,}124014274 = 1{,}281003568a^3;$$

$$\frac{1}{2}\int_0^{a\sqrt{2}} \left(a^2+x^2\right)dx = \frac{1}{2}\left(a^2x + \frac{x^3}{3}\right) \Bigg|_0^{a\sqrt{2}} = \frac{a^3\sqrt{2}}{2}\cdot\left(2+\frac{2}{3}\right) = 1{,}178511302a^3.$$

$$S_x = \left(1{,}281003568 - 1{,}178511302\right)a^3 = 0{,}102492266a^3.$$

Площадь A поперечного сечения найдена: $A = 0{,}5a^2$.

Координаты центра тяжести y_c полупетли:

$$y_c = \frac{S_x}{A} = \frac{0{,}102492266a^3}{0{,}5a^2} = 0{,}204984533a.$$

Другие найденные геометрические характеристики полупетли:

статический момент $S_y = \frac{\pi a^3}{8}$;

центр тяжести $x_c = \frac{S_y}{A} = \frac{\pi a^3}{8} / \frac{a^2}{2} = \frac{\pi a}{4}$;

осевые моменты инерции $I_x = \frac{3\pi - 8}{48}a^4$, $I_y = \frac{3\pi + 8}{48}a^4$.

Ввиду того, что полупетля лемнискаты не имеет осей симметрии, то нужно найти положение главных центральных осей.

Центробежный момент инерции I_{xy} определим через полярные координаты (рис. 3).

$$I_{xy} = \iint_A dA\cdot xy = \iint_A r\cdot dr\cdot d\varphi(r\cdot\cos\varphi)(r\cdot\sin\varphi) = \int_0^{\frac{\pi}{4}} \sin\varphi\cdot\cos\varphi\cdot d\varphi\int_0^{\rho} r^3\cdot dr =$$

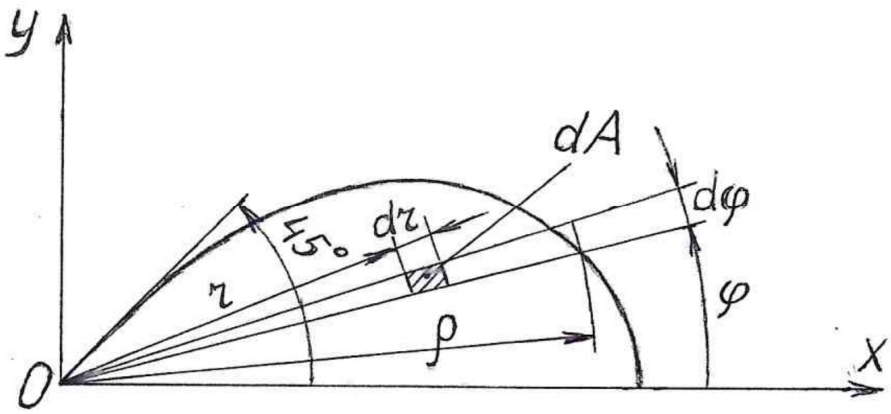


Рис. 3. Полупетля лемнискаты в полярных координатах

$$= \frac{r^4}{4} \Bigg|_0^{a\sqrt{2\cos 2\varphi}} \cdot \int_0^{\frac{\pi}{4}} \sin\varphi \cdot \cos\varphi \cdot d\varphi =$$

$$= a^4 \int_0^{\frac{\pi}{4}} \cos^2 2\varphi \cdot \sin\varphi \cdot \cos\varphi \cdot d\varphi = \frac{a^4}{2} \int_0^{\frac{\pi}{4}} \cos^2 2\varphi \cdot \sin 2\varphi \cdot d\varphi =$$

$$= -\frac{a^4}{2} \int_0^{\frac{\pi}{4}} \cos^2 2\varphi \cdot d\cos 2\varphi = -\frac{a^4}{2} \cdot \frac{\cos^3 2\varphi}{3} \Bigg|_0^{\frac{\pi}{4}} = -\frac{a^4}{12}\left(\cos^3\frac{\pi}{2} - \cos^3 0\right) = \frac{a^4}{12}.$$

Центробежный момент инерции относительно осей x_1, y_1, параллельных осям x, y (рис. 4):

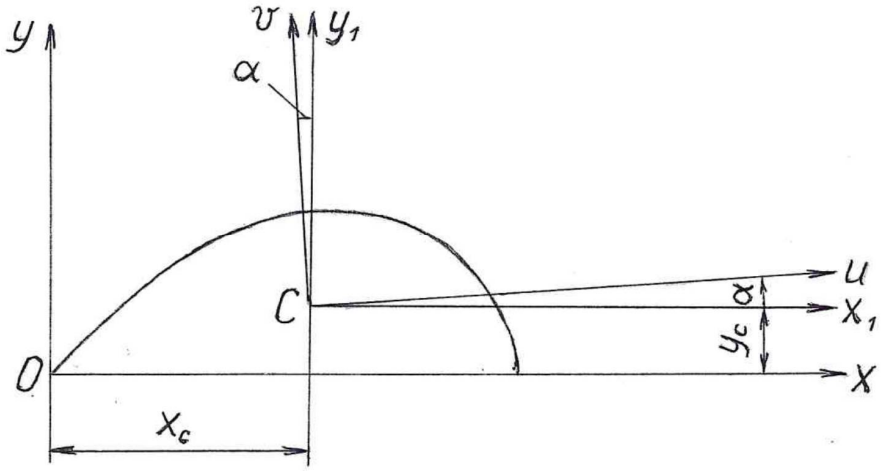


Рис. 4. Полупетля лемнискаты с центральными и главными центральными осями

$$I_{x1y1} = I_{x1y1} - A \cdot x_c \cdot y_c = \frac{a^4}{12} - \frac{a^2}{2} \cdot \frac{\pi a}{4} \cdot 0,204984533a = 0,002836095a^4.$$

Осевые моменты инерции относительно центральных осей x_1, y_1:

$$I_{x1} = I_x - A \cdot y_c^{\,2} = \frac{3\pi - 8}{48} a^4 - 0,5 \cdot a^2 \cdot (0,204984533a)^2 = 0,008673544a^4;$$

$$I_{y1} = I_y - A \cdot x_c^{\,2} = \frac{3\pi + 8}{48} a^4 - 0,5 \cdot a^2 \cdot (\frac{\pi a}{4})^2 = 0,054591069a^4.$$

Положение главных центральных осей *u, v*:

$$tg2\alpha = \frac{2I_{x1y1}}{I_{y1} - I_{x1}} = \frac{2 \cdot 0,002836095a^4}{0,054591069a^4 - 0,008673544a^4} = 0,123529979,$$
$$\alpha = \frac{1}{2} arctg 0,123529979 = 3,521035608°. \quad (5)$$

Главные центральные моменты инерции:

$$I_{\max,\min} = I_{v,u} = \frac{1}{2}\left[I_{x1} + I_{y1} \pm \sqrt{\left(I_{x1} - I_{y1}\right) + 4I_{x1y1}^2}\right] = \frac{1}{2}\left[0,008673544a^4 + \right.$$
$$\left. +0,054591069a^4 \pm \sqrt{\left(0,008673544a^4 - 0,054591069a^4\right) + 4\left(0,002836095a^4\right)^2}\right];$$
$$I_u = I_{\min} = 0,008499035a^4; I_v = I_{\max} = 0,054765577a^4.$$

Квадраты радиусов инерции:

$$\left.\begin{aligned} i_u^2 &= \frac{I_u}{A} = \frac{0,008499035a^4}{0,5a^2} = 0,01699807a^2; \\ i_v^2 &= \frac{I_v}{A} = \frac{0,054765577a^4}{0,5a^2} = 0,109531154a^2. \end{aligned}\right\} \quad (6)$$

Координаты ядра сечения:

$$u_я = i_v^2 \cdot \frac{v'}{v - uv'}; v_я = -i_u^2 \cdot \frac{1}{v - uv'}; \frac{dv_я}{du_я} = -\frac{i_u^2}{i_v^2} \cdot \frac{u}{v}. \quad (7)$$

Исходная кривая лемниската задана в осях координат *x, y.* Чтобы перейти к главным центральным осям *u, v*, надо сделать двойной переход: параллельный перенос осей и поворот осей координат. Этот переход покажем на рис. 5.

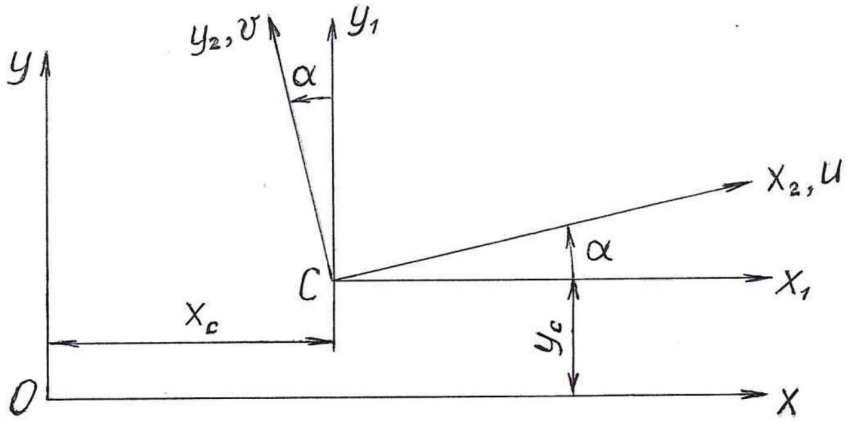


Рис. 5. Двойной переход

Формулы перехода от предыдущих осей координат к последующим:
а) при параллельном переносе осей:

$$x = x_1 + x_c; y = y_1 + y_c; \tag{8}$$

б) при повороте осей $x_1 = x_2 \cos\alpha - y_2 \sin\alpha; y_1 = x_2 \sin\alpha + y_2 \cos\alpha$ или:

$$x_1 = u\cos\alpha - v\sin\alpha; y_1 = u\sin\alpha + v\cos\alpha. \tag{9}$$

С учетом формул (9) формулы (10) примут вид:

$$x = u\cos\alpha - v\sin\alpha + x_c; y = u\sin\alpha + v\cos\alpha + y_c. \tag{10}$$

Теперь запишем формулы перехода от последующих осей координат к предыдущим:
а) при параллельном переносе осей:

$$x_1 = x - x_c; y_1 = y - y_c; \tag{11}$$

б) при повороте осей:

$$\begin{gathered} x_2 = x_1 \cdot \cos\alpha + y_1 \cdot \sin\alpha; y_2 = -x_1 \cdot \sin\alpha + y_1 \cdot \cos\alpha \text{ или} \\ u = x_1 \cdot \cos\alpha + y_1 \cdot \sin\alpha; v = -x_1 \cdot \sin\alpha + y_1 \cdot \cos\alpha. \end{gathered} \tag{12}$$

С учетом формул (11) формулы (12) примут вид:

$$u = (x - x_c) \cdot \cos\alpha + (y - y_c) \cdot \sin\alpha; v = -(x - x_c) \cdot \sin\alpha + (y - y_c) \cdot \cos\alpha. \tag{13}$$

В уравнении (7) стоит производная $v' = \dfrac{dv}{du}$. Чтобы ее определить, подставим в уравнении (4) величины *x, y* из формулы (10). Тогда в полученном уравнении будут стоять только переменные *u, v*, что и требуется. Запишем это уравнение:

$$\begin{gathered} u \cdot \sin\alpha + v \cdot \cos\alpha + y_c = \\ = \sqrt{a\sqrt{a^2 + 4(a\cos\alpha - v\sin\alpha + x_c)^2} - \left(a^2 + \left(u\cos\alpha - v\sin\alpha + x_c\right)^2\right)}. \end{gathered} \tag{14}$$

Продифференцируем полученное уравнение (14) по *du*:

$$\sin\alpha + \frac{dv}{du} \cdot \cos\alpha =$$

$$= \frac{1}{2\sqrt{a\sqrt{a^2 + 4(u\cos\alpha - v\sin\alpha + x_c)^2} - a^2 - \left(u\cos\alpha - v\sin\alpha + x_c\right)^2}} \times$$

$$\times \left[\frac{a \cdot 8(u\cos\alpha - v\sin\alpha + x_c)}{2\sqrt{a^2 + 4(u\cos\alpha - v\sin\alpha + x_c)^2}} \cdot (\cos\alpha - \frac{dv}{du}\sin\alpha) - \right.$$

$$\left. -2(u\cos\alpha - v\sin\alpha + x_c)(\cos\alpha - \frac{dv}{du}\sin\alpha) \right];$$

$$\sin\alpha + \frac{dv}{du} \cdot \cos\alpha =$$

$$=\frac{1}{2\sqrt{a\sqrt{a^2+4(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)^2}-a^2-\left(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c\right)^2}}\times$$

$$\times\left[\frac{4a(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)}{\sqrt{a^2+4(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)^2}}\cdot(\cos\alpha-\frac{dv}{du}\sin\alpha)-\right.$$

$$\left.-2(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)(\cos\alpha-\frac{dv}{du}\sin\alpha)\right];$$

$$\sin\alpha+\frac{dv}{du}\cdot\cos\alpha=$$

$$=\frac{(\cos\alpha-\frac{dv}{du}\sin\alpha)(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)}{2\sqrt{a\sqrt{a^2+4(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)^2}-a^2-\left(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c\right)^2}}\times$$

$$\times\left[\frac{2a}{\sqrt{a^2+4(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)^2}}-1\right];$$

$$\left(\sin\alpha+\frac{dv}{du}\cdot\cos\alpha\right)\cdot\sqrt{a\sqrt{a^2+4(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)^2}-a^2-\left(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c\right)^2}\times$$

$$\times\sqrt{a^2+4(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)^2}=$$

$$=\left(\cos\alpha+\frac{dv}{du}\cdot\sin\alpha\right)\cdot(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)\cdot\left[2a-\sqrt{a^2+4(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)^2}\right];$$

$$\frac{dv}{du}\cdot\left\{\sin\alpha(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)\cdot\left[2a-\sqrt{a^2+4(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)^2}\right]+\right.$$

$$+\cos\alpha\cdot\sqrt{a\sqrt{a^2+4(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)^2}-a^2-\left(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c\right)^2}\times$$

$$\left.\times\sqrt{a^2+4(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)^2}\right\}=$$

$$+\cos\alpha\cdot(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)\cdot\left[2a-\sqrt{a^2+4(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)^2}\right]-$$

$$-\sin\alpha\cdot\sqrt{a\sqrt{a^2+4(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)^2}-a^2-\left(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c\right)^2}\times$$

$$\times\sqrt{a^2+4(u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c)^2}.$$

Используя формулу (8), обозначим $u\cos\alpha-v\sin\alpha+x_c=x$, тогда

$$\frac{dv}{du}=\frac{x\cdot\cos\alpha\left(2a-\sqrt{a^2+4x^2}\right)-\sin\alpha\sqrt{a\sqrt{a^2+4x^2}-a^2-x^2}\cdot\sqrt{a^2+4x^2}}{x\cdot\sin\alpha\left(2a-\sqrt{a^2+4x^2}\right)+\cos\alpha\sqrt{a\sqrt{a^2+4x^2}-a^2-x^2}\cdot\sqrt{a^2+4x^2}}.$$

Разделив числитель и знаменатель дроби на $\cos\alpha$, получим:

$$\frac{dv}{du}=\frac{x\cdot\left(2a-\sqrt{a^2+4x^2}\right)-tg\alpha\sqrt{a\sqrt{a^2+4x^2}-a^2-x^2}\cdot\sqrt{a^2+4x^2}}{x\cdot tg\alpha\left(2a-\sqrt{a^2+4x^2}\right)+\sqrt{a\sqrt{a^2+4x^2}-a^2-x^2}\cdot\sqrt{a^2+4x^2}}. \qquad (15)$$

Подставляя в уравнение (7) величины i_u^2, i_v^2 из (6), *u, v* из (13), $v' = \dfrac{dv}{du}$ из (15), *y* из (4), α из (5), получим координаты $u_я, v_я$ ядра сечения и тангенс угла наклона касательной $\dfrac{dv_я}{du_я}$ к ядру сечения. Расчеты представим в численном виде, разбив отрезок $x = a\sqrt{2}$ на 10 равных частей. Кроме того, в таблице помещены две экстремальные точки 5’ и 9’, наиболее удаленные, соответственно, от осей *u, v*. Учтем, что $\dfrac{x_i}{a} = \dfrac{i}{10}\sqrt{2}$.

Результаты расчетов

i	$\frac{x_i}{a}$	$\frac{y_i}{a}$	$\frac{u_i}{a}$	$\frac{v_i}{a}$	$v_i' = \left(\frac{dv}{du}\right)i$	$\frac{u_{яi}}{a}$	$\frac{v_{яi}}{a}$	$\left(\frac{dv_я}{du_я}\right)_i$
0	0	0	-0,796505	-0,156362	0,884071	0,176766	-0,031029	-0,790529
1	0,141421	0,138674	-0,646834	-0,026636	0,832963	0,178141	-0,033189	-3,768717
2	0,282843	0,262512	-0,498074	0,088283	0,702134	0,175584	-0,038809	0,875542
3	0,424264	0,362612	-0,350772	0,179509	0,532584	0,159243	-0,046402	0,303249
4	0,565685	0,435852	-0,205119	0,243925	0,350588	0,121582	-0,053819	0,130500
5	0,707107	0,481717	-0,061148	0,281018	0,163271	0,061454	-0,058412	0,033768
6	0,848528	0,499772	0,081115	0,290353	-0,035419	-0,013230	-0,057969	-0,043355
7	0,989949	0,487962	0,221544	0,269881	-0,264262	-0,088132	-0,051756	-0,127394
8	1,131371	0,440299	0,359771	0,213623	-0,571016	-0,149249	-0,040563	-0,261361
9	1,272792	0,339056	0,494708	0,103885	-1,141149	-0,186995	-0,025430	-0,739024
10	1,414214	0	0,615039	-0,243216	16,251933	-0,173858	0,001660	0,392439
5’	0,824323	0,498710	0,056890	0,290781	0	0	-0,058457	-0,030362
9’	1,413324	0,028955	0,615929	-0,214261	∞	-0,177831	0	0,446118

В таблицу подставлены величины до 6 знаков после запятой.

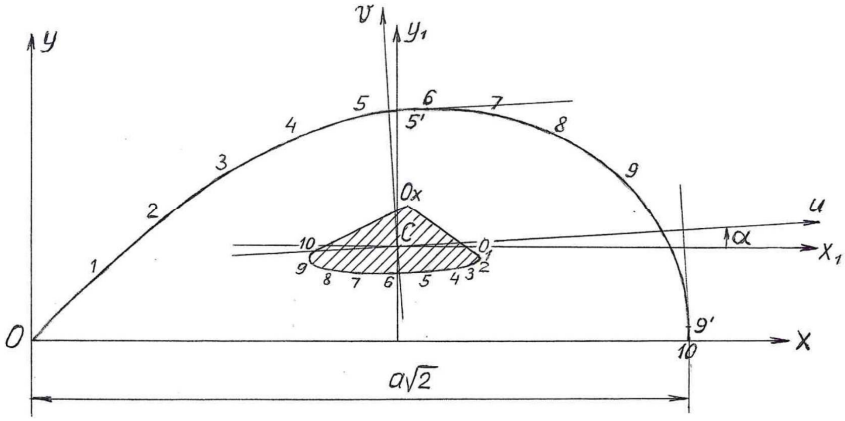


Рис. 6. Ядро сечения

С помощью координат $u_я, v_я$, представленных в таблице, строится кривая 1-10 ядра сечения, показанная на рис. 6. Осталось построить еще одну точку ядра сечения,

соответствующую прямой *Ox*. Отрезки главных центральных осей *u, v,* отсекаемые этой прямой:

$$a_u = -\frac{y_c}{\sin\alpha} = -\frac{0,204984533a}{\sin 3,521035608°} = -3,337695401a;$$

$$a_v = -\frac{y_c}{\cos\alpha} = -\frac{0,204984533a}{\sin 3,521035608°} = -0,20537221a.$$

Координаты ядра сечения, соответствующие прямой *Ox*:

$$u_{яx} = -\frac{i_v^2}{a_u} = -\frac{0,109531154a^2}{-3,337695401a} = 0,032816401a;$$

$$v_{яx} = -\frac{i_u^2}{a_v} = -\frac{0,01699807a^2}{-0,20537221a} = 0,082767137a.$$

Окончательно ядро сечения, соответствующее полупетле лемнискаты, изображено на рис. 6.

Библиографический список

1. Викулов С.В., Пахомова Л.В., Инкижинов Н.С. Построение ядра сечения для поперечного сечения, ограниченного лемнискатой // Строительная механика и конструкции. – 2024. – №1(40). – С. 36-44.
2. Александров А.В., Потапов В.Д., Державин Б.П. Сопротивление материалов. – М.: Высш. шк., 2009. – 559 с.
3. Инкижинов Н.С. Особенности построения ядра сечения: монография – Новосибирск: Изд-во Сиб. гос. унив. водн. трансп., 2016 – 80 с.
4. Инкижинов Н.С. О построении ядра сечения для стержней с криволинейной частью поперечного сечения // Сибирский научный вестник. Новосибирский научный центр «Ноосферные знания и технологии» Российской Академии естественных наук. – Новосибирск: Изд. СГУВТ, 2018. – Вып. XXII. – С. 16-18.

References

1. Vikulov S.V., Pakhomova L.V., Inkizhinov N.S. Construction of the section kernel for a cross-section bounded by a lemniscate. Construction Mechanics and Structures. No. 1(40). 2024. Pp. 36-44.
2. Aleksandrov A.V., Potapov V.D., Derzhavin B.P. Strength of materials. Moscow: High School, 2009. 559 p.
3. Inkizhinov N.S. Features of constructing the section kernel: monograph. Novosibirsk: Publishing House of the Siberian State University of Water Transport, 2016. 80 p.
4. Inkizhinov N.S. On the construction of the cross-section kernel for rods with a curvilinear part of the cross-section. Siberian Scientific Bulletin. Novosibirsk Scientific Center "Noospheric Knowledge and Technologies" of the Russian Academy of Natural Sciences. Issue. XXII. Novosibirsk: Publ. SSUVT, 2018. Pp. 16-18.

CONSTRUCTION OF A CROSS-SECTION CORE FOR A CROSS-SECTION BOUNDED BY A LEMNISCATE HALF-LOOP

L. V. Pahomova[1], O. V. Scherbakova[2], N. S. Inkizhinov[3]

Siberian State University of Water Transport
Russia, Novosibirsk

[1]PhD of Technical Sciences, Associate Professor, Head of the Department of Mechanical Engineering and Lifting and Transport Machines, Tel.: +7(913)9040057, e-mail: Pahomova_l_v@mail.ru
[2]PhD of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Department of Mechanical Engineering and Lifting and Transport Machines, Tel.: +7 (913)9258439, e-mail: fisher-54@yandex.ru
[3]Senior Lecturer of the Department of Mechanical Engineering and Lifting and Transport Machines, Tel.: +7(913)7998152, e-mail: inkizhinov47@bk.ru

Abstract. This work, the same as the previous one, has a common curve - a lemniscate, limiting the cross-section of the rod. However, in the previous article, the cross-section has one axis of symmetry, while in this study, the cross-section, represented by a half-loop of the lemniscate, has no axes of symmetry.

Considering the similarity and difference of these cross-sections, one part of the geometric characteristics will be common, and the other will be different. For a curved line that bounds the contour of a cross section is used a continuous method, and for a straight line that is the axis of symmetry (Ox) is used a discrete method of constructing the core of the section.

Keywords: lemniscate half-loop, core of the section, geometric characteristics of the section, principal central axes, double transition, centrifugal moment of inertia.

DOI 10.36622/2219-1038.2024.42.3.004
УДК 624.016 + 624.046.4

ИНЖЕНЕРНАЯ МЕТОДИКА УЧЕТА РАБОТЫ МЯГКОЙ ОБОЛОЧКИ В ТЕНТОВОЙ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ

А. В. Чесноков[1], В. В. Михайлов[2]

Липецкий государственный технический университет[1,2]
Россия, г. Липецк

[1]Канд. техн. наук, доцент кафедры строительного производства, тел.: +7(4742) 328-074,
e-mail: andreychess742@mail.ru
[2]Д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой строительного производства, тел.: +7(4742) 328-074,
e-mail: mmvv46@rambler.ru

Постановка цели. Конструкции строительные тентовые, состоящие из мягкой оболочки и поддерживающих элементов, являются эффективным решением для покрытия зданий и сооружений. Вместе с тем сложность выполнения статического расчета, требующего применения специализированных программных комплексов геометрически нелинейного анализа, ставит преграды на пути широкого применения тентовых конструкций на практике. Целью настоящей работы является разработка упрощенной инженерной методики учета мягкой оболочки в конструкции покрытия.

Результаты. Мягкую оболочку тентовой конструкции предлагается моделировать при помощи гибкой ванты (так называемого мембранно-вантового элемента), имеющей эквивалентную продольную жесткость, для нахождения которой разработана численная методика. Методика основана на расчете относительной деформации мягкой оболочки при приложении внешней нагрузки. Получено, что с ростом деформативности, имеет место незначительное убывание эквивалентной жесткости мембранно-вантового элемента, не превышающее 6%, что позволяет пренебречь нелинейной работой мягкой оболочки.

Выводы. Разработанная инженерная методика позволяет заменить сектор мягкой оболочки на эквивалентную по деформативности гибкую ванту, для статического расчета которой имеются упрощенные методы, нашедшие широкое применение на практике. Использование специализированных программных комплексов геометрически нелинейного трехмерного конечно-элементного анализа, таким образом, необходимо лишь на этапе определения продольной жесткости эквивалентной ванты, отделенном от этапов вариантного проектирования и привязки повторно применяемых проектов тентовых конструкций. Результаты работы вносят вклад в упрощение процесса проектирования тентовых строительных конструкций и в повышение глубины вариантной проработки, способствуя расширению области эффективного применения современных конструктивных решений.

Ключевые слова: конструкция строительная тентовая, мягкая оболочка, оболочка шедового типа, инженерная методика расчета, эквивалентная продольная жесткость, предварительное напряжение

Введение. Конструкции строительные тентовые являются эффективным решением для покрытия выставочных и торговых павильонов, стадионов и дворцов спорта, железнодорожных вокзалов и аэропортов [1, 2], а также временных сооружений сезонного характера [3, 4]. Они состоят из мягкой оболочки [5] и поддерживающих ее элементов. В многообразии тентовых конструкций можно выделить шедовые покрытия, в которых секторы мягкой оболочки, опирающиеся на жесткие арочные ребра, ограничены гибкими тросами-подборами и стабилизирующими тросами (рис. 1) [6]. Шедовая тентовая конструкция с высокопрочной и химически инертной оболочкой имеет потенциал для применения в промышленном строительстве для большепролетных производственных цехов и складских сооружений, эксплуатируемых в агрессивной газовоздушной среде.

© Чесноков А. В., Михайлов В. В., 2024

Анализ мягких оболочек с точки зрения процесса их проектирования и надежности эксплуатации предлагается в работах [7, 8]. Работа [9] посвящена особенностям проектирования, изготовления и монтажа тентовых конструкций. Приведена сравнительная характеристика материалов мягких оболочек и минимальные уровни предварительных напряжений. Вместе с тем сложность выполнения проектных работ, включающих этап геометрически нелинейного статического анализа, ставит преграды на пути широкого применения тентовых конструкций на практике. Сдерживающим фактором развития и практического применения тентовых конструкций является отсутствие развитой нормативной базы проектирования, а также комплексный характер их работы под нагрузкой [10].

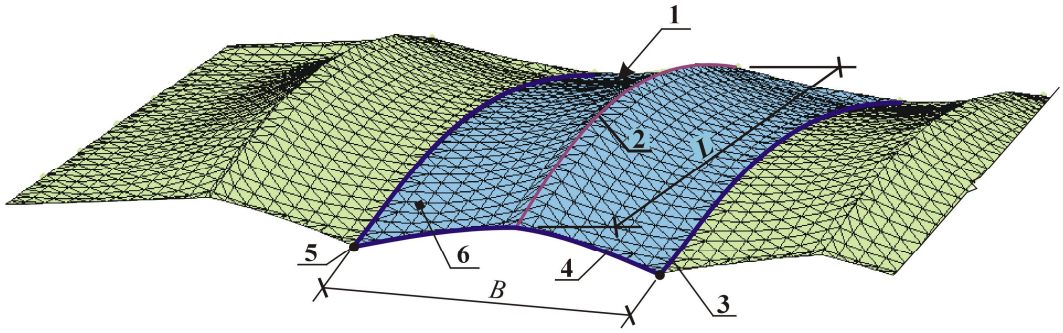


Рис. 1. Верхний пояс конструкции покрытия шедового типа: 1 – мягкая оболочка; 2 – опорное ребро; 3 – стабилизирующий трос; 4 – трос-подбор; 5 – неподвижная опора; 6 – рассматриваемый сектор тентовой конструкции

Теория статического анализа тентовых конструкций включает ключевые особенности мягких оболочек: зависимость формы от характера действующих нагрузок, анизотропные свойства, повышенная деформативность и наличие начальных напряжений (преднапряжений), обеспечивающих работоспособное состояние оболочки, способной работать только на растяжение. Среди методов, применяемых для статического расчета тентовых конструкций, можно выделить метод конечных элементов и метод плотности сил, практическая реализация которых сопряжена с необходимостью использования специализированных программных комплексов.

Метод конечных элементов, принадлежащий к числу наиболее универсальных методов численного анализа строительных конструкций, позволяет унифицировать процесс подготовки исходных данных для конструкций различных типов, включая комбинированные системы, состоящие из разнородных материалов и конструктивных элементов [11, 12]. Для выполнения анализа крупно- и мелкоразмерных мягких оболочек метод конечных элементов применен в работе [13]. Конечно-элементный анализ комбинированных покрытий, состоящих из мягкой оболочки, гибких вант и жестких на изгиб элементов, предложен в [14]. Применение разработанной методики позволяет выявить взаимное влияние оболочки и опорных конструкций.

Метод плотности сил эффективен для определения формы поверхности оболочки при заданных граничных условиях и мембранных напряжениях. Он заключается в наложении на оболочку сети с последующим определением координат ее узлов из условия статического равновесия [15, 16].

В работе [17] для упрощения процесса проектирования тентовых конструкций предлагается интерактивный подход, позволяющий сопоставить различные конструктивные решения, получаемые путем задания параметров оболочки и граничных условий. Для учета физической нелинейности в инженерных расчетах в работе [18] предложена модель мягкой оболочки, включающая упрощенную зависимость напряжения-деформации. Регрессионные

зависимости для определения напряженно-деформированного состояния мягкой оболочки тентовой конструкции при изменении геометрических параметров получены в работе [19]. Влияние геометрической формы оболочки на работу под нагрузкой тентовой конструкции исследовано в [20].

В работах [21, 22] предлагается упрощенная инженерная методика расчета мягких оболочек на неподвижном опорном контуре, включающая переход к эквивалентной по деформативности гибкой нити. В работе [23] предлагается применить параболическую аппроксимацию при задании формы поверхности оболочки. Подобный подход применен в [24], где оболочка моделируется поверхностью, имеющей сечения, очерченные дугами окружности.

Особенности расчета мягкой оболочки тентовой конструкции совместно с элементами несущего каркаса рассмотрены в [25-27]. Делаются выводы о существенном влиянии податливости опорного контура на работу под нагрузкой оболочки покрытия, а также о значительном вкладе оболочки в предотвращение потери устойчивости поддерживающих арочных конструкций.

Исходя из выполненного литературного обзора следует вывод о том, что разработка упрощенных методик расчета тентовых конструкций, обладающих преимуществами перед конструкциями из бетона и стали, является важной задачей, способствующей расширению области их эффективного применения за счет повышения глубины вариантной проработки на стадии разработки проектных решений.

Постановка цели. Цель предлагаемой работы заключается в разработке инженерной методики учета мягкой оболочки в конструкции покрытия, применимой на этапе вариантного проектирования, а также при разработке повторно применяемых проектов тентовых конструкций.

Методы исследования. В качестве объекта исследования выбран сектор тентовой конструкции шедового типа, опирающийся на вертикальное опорное ребро и ограниченный стабилизирующими тросами и тросами-подборами (рис. 1). Рассмотрены следующие варианты решения опорного ребра: жесткая условно неподвижная арка и двухпоясная вантовая ферма (рис. 2). В первом варианте предварительное напряжение оболочки производится при помощи тросов-подборов и стабилизирующих тросов. Во втором варианте оболочка напрягается совместно с верхним поясом вантовой фермы за счет натяжения нижнего пояса.

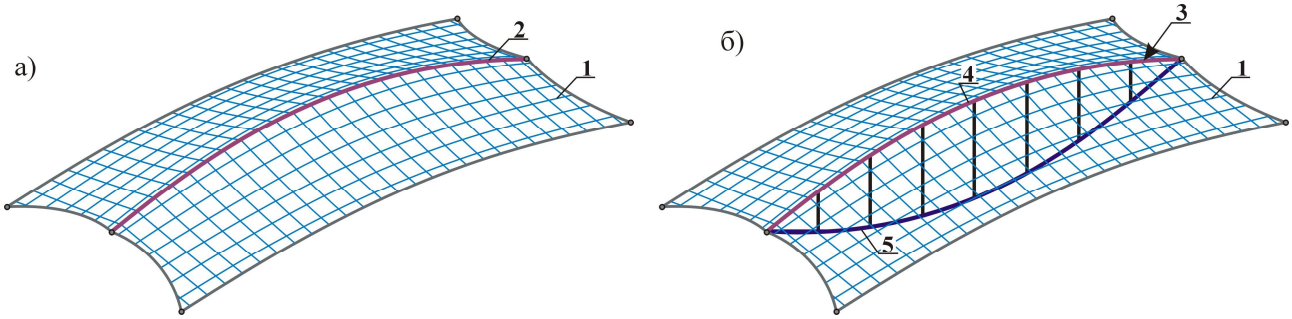


Рис. 2. Сектор тентовой конструкции: а) опирание на жесткое (неподвижное) арочное ребро; б) опирание на вантовую ферму; 1 – мягкая оболочка; 2 – арочное ребро; 3 – двухпоясная вантовая ферма; 4, 5 – верхний и нижний пояса вантовой фермы

Пространственная модель сектора покрытия в виде конечно-элементной сети, вспомогательной ванты, стабилизирующих тросов и тросов-подборов показана на рис. 3,а. Вспомогательная ванта пространственной модели используется для перераспределения нагрузки на оболочку. Она расположена на месте опорного ребра. Стабилизирующие тросы, ограничивающие сектор, имеют неподвижные закрепления во всех промежуточных узлах в направлении оси X (условно не показаны на рисунке).

Для выполнения инженерных расчетов оболочку предлагается моделировать при помощи вантового элемента (т.н. мембранно-вантовый элемент, рис. 3,б), имеющего эквивалентную продольную жесткость $\overline{EA}_m$.

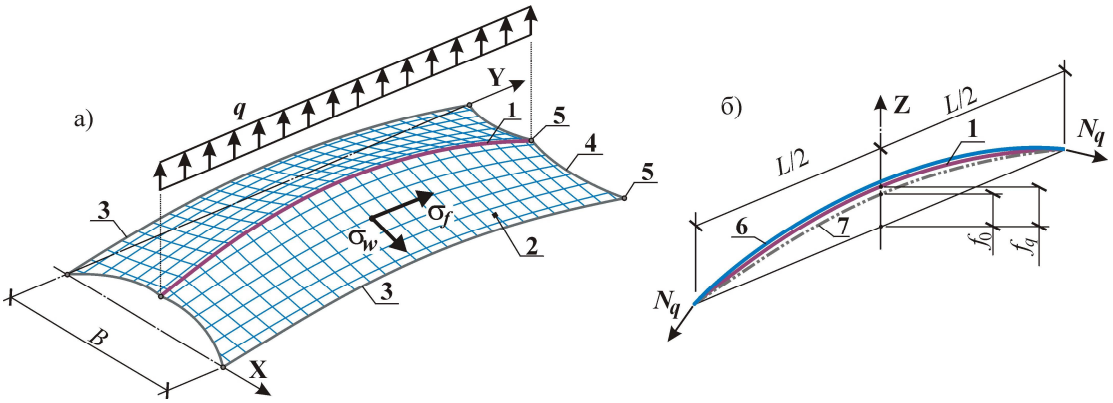


Рис. 3. Схема к определению продольной жесткости мембранно-вантового элемента: а) пространственная модель сектора покрытия; б) плоская модель сектора: 1 – вспомогательная ванта; 2 – конечно-элементная сеть; 3 – стабилизирующий трос; 4 – трос-подбор; 5 - неподвижная опора; 6 - мембранно-вантовый элемент; 7 – исходная форма ребра, поддерживающего оболочку; σ_w и σ_f – мембранные напряжения в направлении основы и утка мягкой оболочки соответственно

Приложим равномерную нагрузку q, направленную вертикально вверх, на вспомогательную ванту. Искомая продольная жесткость мембранно-вантового элемента $\overline{EA}_{m,q}$ определится из следующего выражения:

$$\overline{EA}_{m,q} = \frac{N_q}{\varepsilon_q} - EA_{aux}, \tag{1}$$

где EA_{aux} – продольная жесткость вспомогательной ванты; N_q – суммарная продольная сила в мембранно-вантовом элементе и вспомогательной ванте, вызванная действием нагрузки q; ε_q – относительная продольная деформация мембранно-вантового элемента и вспомогательной ванты:

$$\varepsilon_q = \frac{L_{g,q}}{L_{g,0}} - 1, \tag{2}$$

где $L_{g,0}$, $L_{g,q}$ – начальная длина и длина под нагрузкой вспомогательной ванты.

Учитывая равномерный характер действия нагрузки, длина вспомогательной ванты, имеющей параболическую форму, определяется следующим образом:

$$L_g = \frac{-32}{5 \cdot L^3} \cdot f^4 + \frac{8}{3 \cdot L} \cdot f^2 + L, \tag{3}$$

где L – пролет вспомогательной ванты; f – стрела (ордината в центре пролета).

Искомые длины $L_{g,0}$ и $L_{g,q}$ находятся по (3) при начальной стреле f_0, равной заданной ординате арочного верхнего пояса конструкции покрытия, и при стреле вспомогательной ванты f_q в деформированном состоянии от заданной нагрузки q,соответственно. Величина стрелы f_q определяется методом конечных элементов с использованием пространственной модели сектора покрытия.

Суммарная продольная сила, вызванная равномерной нагрузкой q, находится из выражения

$$N_q = \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot f_q}. \quad (4)$$

Продольная жесткость мембранно-вантового элемента определяется по (1) при различных значениях нагрузки q_i шаговым методом:

$$q_i = i \cdot \Delta q, \quad (5)$$

где i – номер шага; Δq – величина приращения нагрузки при переходе к новому шагу.

Увеличение нагрузки (5) производится при выполнении следующего условия:

$$f_q \le f_{\lim}, \quad (6)$$

где f_{lim} – условная предельно допустимая стрела верхнего пояса рассматриваемой конструкции.

При опирании мягкой оболочки на неподвижное арочное ребро и создании предварительных напряжений при помощи тросов-подборов (рис. 2,а) условная предельно допустимая стрела верхнего пояса определяется только прочностными и жесткостными характеристиками оболочки:

$$f_{\lim} = f_{m,\lim}, \quad (7)$$

где $f_{m,\lim}$ – предельно допустимая стрела мембранно-вантового элемента при условии обеспечения прочности мягкой оболочки.

При опирании мягкой оболочки на вантовую ферму (рис. 2,б) условная предельно допустимая стрела определяется характеристиками оболочки и верхнего пояса фермы, натяжение которого осуществляется совместно с оболочкой:

$$f_{\lim} = \min(f_{r,\lim}, \quad f_{m,\lim}), \quad (8)$$

где $f_{r,\lim}$ – предельно допустимая стрела верхнего пояса вантовой фермы, определяемая из решения уравнения (3):

$$f_{r,\lim} = \frac{L}{2} \cdot \sqrt{\frac{5}{6}} \cdot \sqrt{1 - \sqrt{1 - 3.6 \cdot \left(\frac{L^r_{g,\lim}}{L} - 1 \right)}}, \quad (9)$$

где $L^r_{g,\lim}$ – длина верхнего пояса, соответствующая предельно допустимой относительной деформации $\varepsilon_{r,\lim}$:

$$L^r_{g,\lim} = L_{g,0} \cdot (\varepsilon_{r,\lim} + 1). \quad (10)$$

Предельно допустимая относительная деформация растянутого верхнего пояса опорной вантовой фермы $\varepsilon_{r,\lim}$ может быть найдена из условия прочности:

$$\frac{\sigma_r}{R_y \cdot \gamma_c} \le 1.0, \quad (11)$$

где R_y – расчетное сопротивление материала стальной ванты; γ_c – коэффициент, учитывающий неравномерность усилий по длине верхнего пояса; σ_r – нормальное напряжение, выражаемое через относительную деформацию ε_r и модуль упругости материала E:

$$\sigma_r = E \cdot \varepsilon_r . \tag{12}$$

Учитывая (11) и (12), получим:

$$\varepsilon_{r,\lim} = \frac{R_y \cdot \gamma_c}{E} . \tag{13}$$

В предположении, что верхний пояс вантовой фермы, поддерживающий мягкую оболочку, очерчен по дуге параболы, получим оценку для коэффициента γ_c:

$$\gamma_c = \frac{1}{\sqrt{1+16 \cdot k^2}} , \tag{14}$$

где k – отношение стрелы верхнего пояса f_0 к пролёту L.

Для мембранно-вантового элемента, моделирующего мягкую оболочку покрытия, предельно допустимая стрела $f_{m,\lim}$ равна максимальному значению стрелы, при которой обеспечена несущая способность мягкой оболочки:

$$\sigma_w \le \sigma_{y,w} , \tag{15,а}$$

$$\sigma_f \le \sigma_{y,f} , \tag{15,б}$$

где σ_w и σ_f – мембранные напряжения вдоль основы и утка мягкой оболочки; $\sigma_{y,w}$ и $\sigma_{y,f}$ – расчетные сопротивления оболочки (предельно допустимые мембранные напряжения):

$$\sigma_y = \sigma_u / K_n , \tag{16}$$

где σ_u – напряжение при разрыве оболочки; K_n – коэффициент надежности, принимаемый в соответствии с (СП 384.1325800.2018) равным $K_n = 4.8$.

Результаты численных исследований. Рассмотрим применение предложенной методики к сектору тентового покрытия шедового типа шириной B=6 м, пролетом L=12 м. Стрела арочного элемента верхнего пояса составляет f_0=1.0 м (рис. 3).

Мягкая оболочка выполнена из тентового материала, имеющего модули упругости в направлении основы и утка: $E_w = 600$ кН/м и $E_f = 400$ кН/м. Расчетные сопротивления оболочки с учетом коэффициента надежности $K_n = 4.8$ (СП 384.1325800.2018) составляют $\sigma_{y,w} = 15$ и $\sigma_{y,f} = 12$ кН/м.

Численное моделирование мягкой оболочки совместно со вспомогательным вантовым элементом выполнено при помощи программного комплекса EASY.2020. Конечно-элементная пространственная модель сектора покрытия приведена на рис. 3,а. Продольная жесткость вспомогательного вантового элемента принята в двух вариантах: $EA_{aux,I} = 3520$ и $EA_{aux,II} = 6240$ кН, что соответствует вантовым элементам, имеющим диаметр 6 и 8 мм. Величина приращения нагрузки принята равной $\Delta q = 3.0$ кН/м (5).

Мембранные напряжения в мягкой оболочке покрытия, вызванные действием нагрузки, приведены на рис. 4. Из рисунка видно, что при увеличении стрелы вспомогательной ванты до $f_{m,\lim} = 1.74$ м мембранные напряжения в мягкой оболочке достигают расчетного сопротивления.

Графики продольной жесткости мембранно-вантового элемента при неподвижном опорном ребре (рис. 2,а) приведены на рис. 5,а. Из рисунка видно, что в допустимом диапазоне зависимости продольной жесткости мембранно-вантового элемента от его стрелы в деформированном состоянии, полученные при различных жесткостях вспомогательной

ванты, близки к друг другу: максимальное расхождение, имеющее место при $f = f_{m,\lim}$, составляет 3%. В диапазоне стрел $f \in [1.15...1.74]$ м, при начальной стреле $f_0 = 1.0$ м, продольная жесткость мембранно-вантового элемента линейно убывает от значения 3550 кН до значения 3350 кН (приведены усредненные значения при рассмотренных жесткостях вспомогательной ванты). Относительное снижение жесткости составляет 6%.

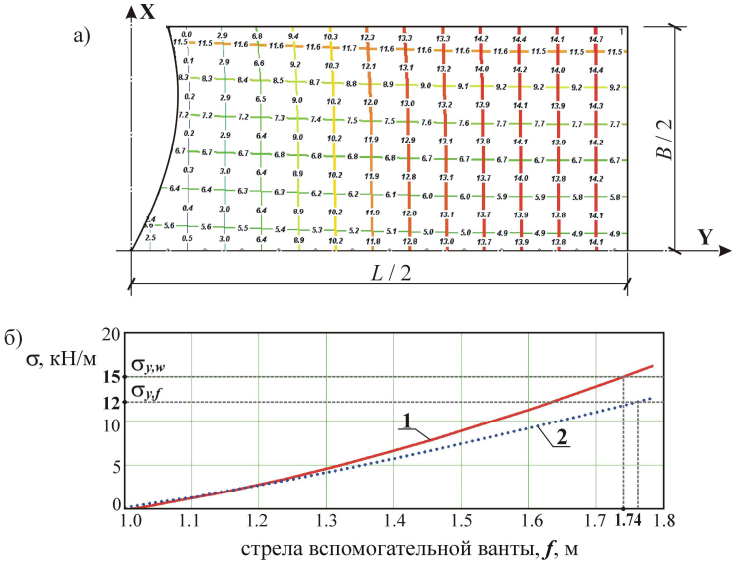


Рис. 4. Мембранные напряжения в мягкой оболочке, вызванные нагрузкой q: а) распределение напряжений по поверхности, кН/м; б) максимальные напряжения; 1 – мембранные напряжения в направлении основы оболочки, σ_w; 2 – мембранные напряжения в направлении утка оболочки, σ_f

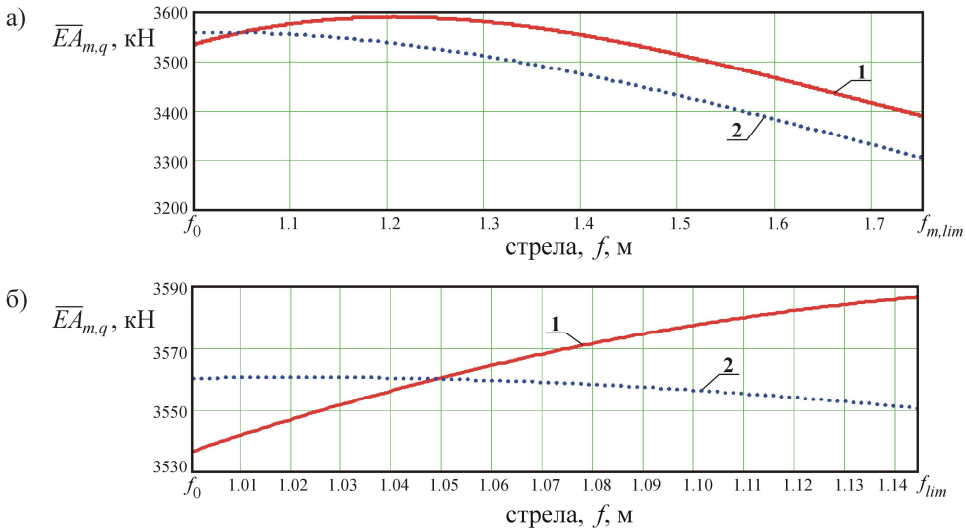


Рис. 5. Зависимости продольной жесткости мембранно-вантового элемента от его стрелы: а) опорное ребро мягкой оболочки неподвижно; б) опирание оболочки на вантовую ферму; 1, 2 – кривые, полученные для первого и второго вариантов продольной жесткости вспомогательного вантового элемента ($EA_{aux,I}$, $EA_{aux,II}$) соответственно

При опирании мягкой оболочки на вантовую ферму (рис. 2,б) верхний пояс, поддерживающий оболочку, выполнен из стального троса с расчетным сопротивлением разрыву R_y=90 кН/см^2 и модулем упругости $E = 1.6 \cdot 10^4$ кН/см^2 [28]. Коэффициент неравномерности усилий по длине ванты принят равным $\gamma_c = 0.95$ (14). Предельно

допустимая деформация ванты составляет $\varepsilon_{r,\lim} = 5.344 \cdot 10^{-3}$ (13). Соответствующая предельно допустимая стрела верхнего пояса, найденная по (8), с учетом (9) составляет: $f_{\lim} = 1.143$ м. Графики продольной жесткости мембранно-вантового элемента приведены на рис. 5,б, который является укрупненным фрагментом рис. 5,а.

Из рис. 5,б видно, что в допустимом диапазоне $f \in [1.0...1.143]$ м зависимости продольной жесткости мембранно-вантового элемента от его стрелы близки к прямым линиям. Максимальное расхождение при различных жесткостях вспомогательной ванты не превышает 1.15%. Отличие минимальных и максимальных значений продольной жесткости мембранно-вантового элемента в рассмотренном диапазоне стрел составляет 1.6%.

Обсуждение. Разработанная методика позволяет заменить сектор мягкой оболочки на эквивалентную по деформативности гибкую ванту (мембранно-вантовый элемент), для статического расчета которой используются упрощенные методы, не требующие выполнения трехмерного конечно-элементного анализа. Применение специализированных лицензионных программных комплексов, таким образом, необходимо лишь на этапе определения продольной жесткости эквивалентной ванты. Использование эквивалентных вант с известными жесткостными характеристиками будет способствовать разработке повторно применяемых проектов тентовых конструкций, в том числе при изменении района строительства, а также осуществлению вариантного проектирования конструкций, поддерживающих оболочку в проектном положении.

Выводы. По результатам работы можно сделать следующие выводы:

1. Тентовые конструкции, обладающие преимуществами перед железобетонными и металлическими покрытиями, проявляют сложный характер работы под действием внешних нагрузок, затрудняющих разработку проектных решений, которая сопряжена с необходимостью использования специализированных программных комплексов.
2. Разработка инженерной методики учета мягкой оболочки в конструкции покрытия является важной с практической точки зрения задачей, решение которой будет способствовать упрощению вариантного проектирования, а также расширению области применения тентовых конструкций за счет использования повторно применяемых проектов.
3. Для выполнения инженерных расчетов мягкую оболочку тентовой конструкции предлагается моделировать при помощи мембранно-вантового элемента, имеющего эквивалентную продольную жесткость, для нахождения которой разработана численная методика.
4. Получено, что влияние вспомогательных элементов, используемых для нахождения эквивалентной жесткости, на получаемый результат незначительно (находится в пределах 3%).
5. При ограничении деформативности исследуемой конструкции деформативностью поддерживающего вантового ребра зависимость продольной жесткости мембранно-вантового элемента от приращения его стрелы незначительна (вариация полученной эквивалентной жесткости находится в пределах 1.6%).
6. С ростом деформаций в расширенном диапазоне, определяемом прочностными и жесткостными характеристиками мягкой оболочки, имеет место линейное убывание эквивалентной жесткости мембранно-вантового элемента, не превышающее вместе с тем 6%.
7. В практических расчетах, пренебрегая нелинейной работой мягкой оболочки в конструкции покрытия, допускается применение постоянной жесткости мембранно-вантового элемента, соответствующей усредненному значению в диапазоне допустимых деформаций.

Библиографический список

1. Goppert K. High tension tensile architecture. New stadium projects // Proceedings of VI International Conference on textile composites and inflatable structures. Structural membranes 2013. – Munich, Germany, 2013. – P. 21 – 26. – URL: https://www.eccomas.org/wp-content/uploads/sites/15/2019/10/TC-PROCEEDINGS-2013-MEMBRANES.pdf (дата обращения: 17.05.2024).
2. Thermo-structural analysis and design for multi-functional membrane roofs of airport terminals / J. Hu, W. Chen, S. Zhang, C. Gao, etc. // Structures. – 2024. – Vol. 62. – Article № 106052. DOI: 10.1016/j.istruc.2024.106052.
3. Barozzi M., Viscuso S., Zanelli A. Design novel covering system for archaeological areas // Proceedings of VII International Conference on textile composites and inflatable structures. Structural membranes 2015. – Barcelona, Spain, 2015. – P. 105-114. – URL: https://upcommons.upc.edu/handle/2117/109301 (дата обращения: 17.05.2024).
4. Llorens J., Zanelli A. Structural membranes for refurbishment of the architectural heritage // Procedia Engineering. – 2016. – № 155. – P. 18-27. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.08.003.
5. Houtman R. There is no material like membrane material // Proceedings of the TensiNet Symposium. Designing tensile architecture. – Brussel, 2003. – P. 178-194.
6. Чесноков А.В., Михайлов В.В. Каркасно-тентовые конструкции покрытия шедового типа // Известия вузов. Строительство. – 2022. – №5. – С. 41-56. DOI: 10.32683/0536-1052-2022-761-5-41-56.
7. Analysis and design of fabric membrane structures: a systematic review on material and structural performance / J. Xu, Y. Zhang, Q. Yu, L. Zhang // Thin-Walled Structures. – 2022. – № 170. – P. 1-17. DOI: 10.1016/j.tws.2021.108619.
8. Safety and serviceability of membrane buildings: a critical review on architectural, material and structural performance / J. Hu, W. Chen, Y. Qu, D. Yang // Engineering Structures. – 2020. – Vol. 210. – Article №110292. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110292.
9. Еремеев П.Г. Тентовые мембраны для ограждающих конструкций покрытий над трибунами стадионов // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. – № 4. – С. 33-36. – URL: https://elibrary.ru/item.asp?id=23300578 (дата обращения: 17.05.2024).
10. Блинов Ю.И. Тентовые здания и сооружения (аспекты мягких покрытий и перспектив развития): дис. … д-ра техн. наук. – М., 1991. – 401 с.
11. Бережной Д.В., Сагдатуллин М.К., Саченков А.А. Расчет комбинированных конструкций методом конечных элементов // Научно-технический вестник Поволжья. – 2012. – № 4. – С. 13-16. – URL: https://ntvprt.ru/ru/archive-vypuskov (дата обращения: 17.05.2024).
12. Численное моделирование конструкций сооружений башенного типа в программных комплексах ANSYS и Лира-САПР / А.Д. Зиганшин, Л.Ш. Ахтямова, Л.С. Сабитов, О.В. Радайкин, И.К. Киямов // Научно-технический вестник Поволжья. – 2021. – № 2. – С. 65-67. – URL: https://ntvprt.ru/ru/archive-vypuskov (дата обращения: 17.05.2024).
13. Industrial design and analysis of structural membranes / E. Haug, P. De Kermel, B. Gawenat, A. Michalski // International Journal of Space Structures. – 2009. – Vol. 24. – № 4. – P. 191 - 204. DOI: 10.1260/026635109789968227.
14. Li J.J., Chan S.L. An integrated analysis of membrane structures with flexible supporting frames // Finite Elements in Analysis and Design. – 2004. – Vol. 40. – Issues 5–6. – P. 529-540. DOI: 10.1016/S0168-874X(03)00076-3.
15. Strobel D., Singer P., Holl J. Analytical formfinding // International Journal of Space Structures. – 2016. – № 31(1). – P. 52-61. DOI: 10.1177/0266351116642076.

16. Lang R., Nemec I. Form-finding of shell and membrane structures // Proceedings of VIII International Conference on textile composites and inflatable structures. Structural membranes 2017. – Munich, Germany, 2017. – P. 303 – 310. – URL: https://www.eccomas.org/wp-content/uploads/sites/15/2019/10/TC-PROCEEDINGS-2017-MEMBRANES.pdf (дата обращения: 17.05.2024).
17. Marbaniang A.L., Kabasi S., Ghosh S. Interactive exploration of tensile membrane structures for conceptual and optimal design // Structures. – 2024. – Vol. 60. – Article № 105983. DOI: 10.1016/j.istruc.2024.105983.
18. Pargana J.B., Leitão V.M.A. A simplified stress–strain model for coated plain-weave fabrics used in tensioned fabric structures // Engineering Structures. – 2015. – Vol. 84. – P. 439-450. DOI: 10.1016/j.engstruct.2014.12.002.
19. Методика расчета тентовых покрытий / Р.А. Каюмов, И.З. Мухамедова, А.Г. Ханафиев, Б.Ф. Тазюков // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2017. – № 3 (41). – С. 109-115. – URL: https://izvestija.kgasu.ru/files/3_2017/3_2017.pdf (дата обращения: 17.05.2024).
20. Membrane roof for an amphitheater in Brazil: searching for the optimal design / E. Nunes, J.B.M. Sousa, B. Baier, A.M.S. Freitas // International Journal of Space Structures. – 2015. – № 30(3-4). – P. 261-271. DOI: 10.1260/0266-3511.30.3-4.261.
21. Wagner R. Simplified design tools for single/double curved membranes and inflated cushions // International Journal of Space Structures. – 2008. – № 23(4). – P. 233-241. DOI: 10.1260/026635108786959843.
22. Wagner R. Basics in inflated cushions // Proceedings of the III international conference on textile composites and inflatable structures. – Barcelona, Spain, 2007. – P. 19-24.
23. Borgart A. An approximate calculation method for air inflated cushion structures for design purposes // International Journal of Space Structures. – 2010. – Vol. 25. – № 2. – P. 83-91. DOI: 10.1260/0266-3511.25.2.83.
24. Borgart A. Mechanical behavior of multi layered air inflated cushions // Proceedings of the III International Conference on Textile Composites and Inflatable Structures. – Barcelona, Spain, 2007. – P. 340 – 343.
25. Llorens J.I. Appropriate design of structural membranes. // Proceedings of X International Conference on textile composites and inflatable structures. Structural membranes 2021. – Munich, Germany, 2021. – 12 p. DOI: 10.23967/membranes.2021.008.
26. Machacek J., Jermoljev D. Steel structures in interaction with non-metallic membranes // Journal of Civil Engineering and Management. – 2017. – № 23(3). – P. 368-377. DOI: 10.3846/13923730.2015.1128482.
27. Hegyi D. Numerical stability analysis of arch-supported membrane roofs // Structures. – 2021. – № 29. – P. 785-795. DOI: 10.1016/j.istruc.2020.11.025ю
28. PFEIFER Cable Systems. Technical Approval. – URL: https://www.pfeifer.info/out/assets/PFEIFER_WIRE-ROPES_TECHNICAL-APPROVAL-ETA-11-0160_EN.PDF (дата обращения: 17.05.2024).

References

1. Goppert K. High tension tensile architecture. New stadium projects. Proceedings of VI International Conference on textile composites and inflatable structures. Structural membranes 2013. Munich, Germany. 2013. Pp. 21-26. https://www.eccomas.org/wp-content/uploads/sites/15/2019/10/TC-PROCEEDINGS-2013-MEMBRANES.pdf (date of application: 17.05.2024)

2. Hu J., Chen W., Zhang S., Gao C., Zhang Y., Gao J., Wang P., Lin H., Ren S. Thermo-structural analysis and design for multi-functional membrane roofs of airport terminals. Structures. Vol. 62. 2024. Article No. 106052. DOI: 10.1016/j.istruc.2024.106052
3. Barozzi M., Viscuso S., Zanelli A. Design novel covering system for archaeological areas. Proceedings of VII International Conference on textile composites and inflatable structures. Structural membranes 2015. Barcelona, Spain. 2015. Pp. 105-114. URL: https://upcommons.upc.edu/handle/2117/109301 (date of application: 17.05.2024)
4. Llorens J., Zanelli A. Structural membranes for refurbishment of the architectural heritage. Procedia Engineering. No.155. 2016. Pp. 18-27. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.08.003
5. Houtman R. There is no material like membrane material. Proceedings of the TensiNet Symposium. Designing Tensile Architecture. Brussel. September 19-20. 2003. Pp. 178-194.
6. Chesnokov A.V., Mikhaylov V.V. Framed tent roof structures of the sawtooth type. News of Higher Educational Institutions. Construction. No. 5. 2022. Pp. 41-56. DOI: 10.32683/0536-1052-2022-761-5-41-56
7. Xu J., Zhang Y., Yu Q., Zhang L. Analysis and design of fabric membrane structures: a systematic review on material and structural performance. Thin-Walled Structures. No. 170. 2022. Pp. 1-17. DOI: 10.1016/j.tws.2021.108619
8. Hu J., Chen W., Qu Y., Yang D. Safety and serviceability of membrane buildings: a critical review on architectural, material and structural performance. Engineering Structures. Vol. 210. 2020. Article No. 110292. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110292
9. Yeremeev P.G. Tent membranes for enclosing structures of coverings over stadium stands. Industrial and Civil Construction. No. 4. 2015. Pp. 33-36. https://elibrary.ru/item.asp?id=23300578 (date of application: 17.05.2024)
10. Blinov Yu.I. Tent buildings and structures (aspects of soft coverings and development prospects): specialty 05.23.01 "Building structures, buildings and structures": dissertation for the degree of Doctor of Technical Sciences. Moscow. 1991. 401 p.
11. Berezhnoy D.V., Sagdatullin M.K., Sachenkov A.A. Analysis of combined structures by means of the finite element method. Scientific and Technical Bulletin of the Volga Region. No. 4. 2012. Pp. 13-16. https://ntvprt.ru/ru/archive-vypuskov (date of application: 17.05.2024)
12. Ziganshin A.D., Akhtyamova L.Sh., Sabitov L.S., Radaykin O.V., Kiyamov I.K. Numerical modeling of tower-type structures by ANSYS and Lira-Cad software packages. Scientific and Technical Bulletin of the Volga Region. No. 2. 2021. Pp. 65-67. https://ntvprt.ru/ru/archive-vypuskov (date of application: 17.05.2024)
13. Haug E., De Kermel P., Gawenat B., Michalski A. Industrial design and analysis of structural membranes. International Journal of Space Structures. Vol. 24, No. 4. 2009. Pp. 191-204. DOI: 10.1260/026635109789968227
14. Li J.J., Chan S.L. An integrated analysis of membrane structures with flexible supporting frames. Finite Elements in Analysis and Design. Vol. 40, Issues 5–6. 2004. Pp. 529-540. DOI: 10.1016/S0168-874X(03)00076-3
15. Strobel D., Singer P., Holl J. Analytical formfinding. International Journal of Space Structures. No. 31(1). 2016. Pp. 52-61. DOI: 10.1177/0266351116642076
16. Lang R., Nemec I. Form-finding of shell and membrane structures. Proceedings of VIII International Conference on textile composites and inflatable structures. Structural membranes 2017. Munich, Germany, 2017. Pp. 303–310. URL: https://www.eccomas.org/wp-content/uploads/sites/15/2019/10/TC-PROCEEDINGS-2017-MEMBRANES.pdf (date of application: 17.05.2024)

17. Marbaniang A.L., Kabasi S., Ghosh S. Interactive exploration of tensile membrane structures for conceptual and optimal design. Structures. Vol. 60. 2024. Article No. 105983. DOI: 10.1016/j.istruc.2024.105983
18. Pargana J.B., Leitão V.M.A. A simplified stress–strain model for coated plain-weave fabrics used in tensioned fabric structures. Engineering Structures. Vol. 84. 2015. Pp. 439-450. DOI: 10.1016/j.engstruct.2014.12.002
19. Kayumov R.A., Mukhamedova I.Z., Hanafiev A.G., Tazyukov B.F. Methods of calculating awning coverings. News KSUAE. No. 3(41). 2017. Pp. 109-115. https://izvestija.kgasu.ru/files/3_2017/3_2017.pdf (date of application: 17.05.2024)
20. Nunes E., Sousa J.B.M, Baier B., Freitas A.M.S. Membrane roof for an amphitheater in Brazil: searching for the optimal design. International Journal of Space Structures. No. 30(3-4). 2015. Pp. 261-271. DOI: 10.1260/0266-3511.30.3-4.261
21. Wagner R. Simplified design tools for single/double curved membranes and inflated cushions. International Journal of Space Structures. No. 23(4). 2008. Pp. 233-241. DOI: 10.1260/026635108786959843
22. Wagner R. Basics in inflated cushions. Proceedings of the III international conference on textile composites and inflatable structures. Barcelona, Spain. 2007. Pp. 19-24.
23. Borgart A. An approximate calculation method for air inflated cushion structures for design purposes. International Journal of Space Structures. Vol. 25. No. 2. 2010. Pp. 83-91. DOI: 10.1260/0266-3511.25.2.83
24. Borgart A. Mechanical behavior of multi layered air inflated cushions. Proceedings of the III International Conference on Textile Composites and Inflatable Structures. Barcelona, Spain. 2007. Pp. 340–343.
25. Llorens J.I. Appropriate design of structural membranes. Proceedings of X International Conference on textile composites and inflatable structures. Structural membranes 2021. Munich, Germany. 2021. 12 p. DOI: 10.23967/membranes.2021.008
26. Machacek J., Jermoljev D. Steel structures in interaction with non-metallic membranes. Journal of Civil Engineering and Management. No. 23(3). 2017. Pp. 368-377. DOI: 10.3846/13923730.2015.1128482
27. Hegyi D. Numerical stability analysis of arch-supported membrane roofs. Structures. No. 29. 2021. Pp. 785-795. DOI: 10.1016/j.istruc.2020.11.025
28. PFEIFER Cable Systems. Technical Approval. URL: https://www.pfeifer.info/out/assets/PFEIFER_WIRE-ROPES_TECHNICAL-APPROVAL-ETA-11-0160_EN.PDF (date of application: 17.05.2024)

ENGINEERING TECHNIQUE FOR TAKING INTO ACCOUNT SOFT SHELL OF THE FABRIC ROOF STRUCTURE

A. V. Chesnokov[1], V. V. Mikhailov[2]

Lipetsk State Technical University [1,2]

Russia, Lipetsk

[1] PhD of Technical Sciences, Associate Professor of Building Manufacturing Department, Tel.: +7(4742) 328-074, e-mail: andreychess742@mail.ru
[2] Dr. of Technical Sciences, Professor, Head of Building Manufacturing Department, Tel.: +7(4742) 328-074, e-mail: mmvv46@rambler.ru

Problem statement. Fabric structures, which consist of a soft shell and supporting elements, are an effective solution for roofs of buildings and structures. At the same time, for performing complex static analysis, specialized software packages for geometrically nonlinear calculation are to be used. It hampers widespread use of fabric structures. The purpose of this work is to develop a simplified engineering technique for taking into account soft shell of the roof structure.

Results. The soft shell of the fabric structure is proposed to be simulated by means of a flexible cable (so-called membrane-cable element). The cable is of equivalent axial stiffness. Numerical technique for finding the equivalent stiffness value is developed. The technique is based on calculation of the relative deformation of the soft shell caused by the external load. It is found that in accordance with increase of the deformations, there is slight reduction of the equivalent stiffness of the membrane-cable element. The reduction does not exceed 6%, which allows neglecting nonlinear behavior of the soft shell.

Conclusions. The developed engineering technique makes it possible to replace the soft shell sector with a flexible cable of equivalent deformability. Simplified commonly used methods are applicable for the static analysis of the cable. Specialized software packages for geometrically nonlinear three-dimensional finite element analysis are only needed at the stage of finding the axial stiffness of the equivalent cable. This stage is separated from the variant design process, as well as, from the stage of adjustment of reusable fabric structures designs. The results of the work contribute to simplification of the design process of the fabric building structures. They allow increasing the depth of variant study, thus contributing to expansion of the effective application field for modern design solutions.

Key words: fabric building structure, soft shell, sawtooth type shell, engineering method of analysis, equivalent axial stiffness, prestress.

DOI 10.36622/2219-1038.2024.42.3.005
УДК 624.014

К ВОПРОСУ ВЫБОРА РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ ПОКРЫТИЙ С ФЕРМАМИ ИЗ ГНУТОСВАРНЫХ ЗАМКНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

С. Ю. Беляева[1], А. В. Ляшенко[2]

Воронежский государственный технический университет[1,2]
Россия, г. Воронеж

[1]Канд. техн. наук, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций, тел.:+7(909)2173110, e-mail:svetboy@yandex.ru
[2]Магистрант кафедры металлических и деревянных конструкций, тел.: +7(962)3262924, e-mail: sanya.lyashenko.98@mail.ru

Рассмотрены стальные каркасы зданий с покрытиями, выполненными в виде систем стропильных и подстропильных ферм из гнутосварных замкнутых профилей. Проанализированы расчетные модели покрытий с закреплением ферм по статически определимой схеме и с шарнирно-неподвижным закреплением концов фермы на опорах различной жесткости. Выявлены особенности напряженно-деформированного состояния элементов ферм с учетом рамного распора и без него, при наличии и отсутствии крановой нагрузки от подвесных мостовых кранов. Обоснована необходимость формирования расчетных моделей с различными условиями закрепления опорных узлов ферм. Сформулированы практические рекомендации по проектированию и расчету покрытий с фермами из гнутосварных замкнутых профилей.

Ключевые слова: стропильные фермы, подстропильные фермы, гнутосварные замкнутые профили, рамный распор, подвесные мостовые краны, условия закрепления, расчетные модели, напряженное состояние, верхний и нижний пояса фермы, опорный раскос.

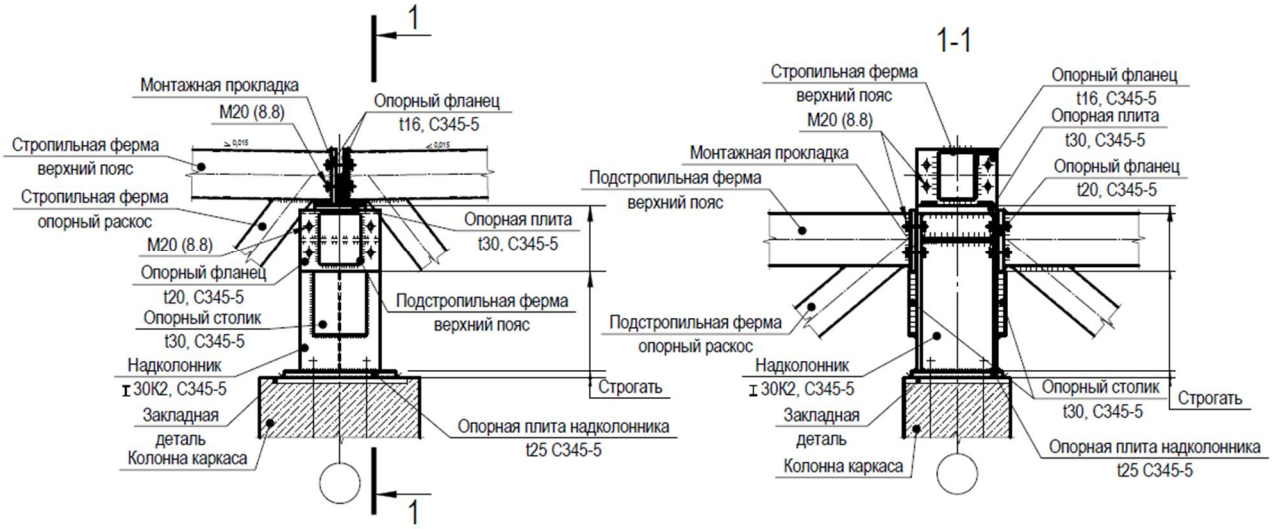
Введение

Фермы из гнутосварных замкнутых профилей (далее ГСП) широко используются в зданиях различного назначения, в том числе оборудованных подвесными кранами. Эффективность применения ферм из ГСП в сравнении с фермами из других типов профилей обусловлена незначительной массой покрытий за счет рационального распределения материала в тонкостенных профилях, бесфасоночного крепления решетки к поясам, возможности использования беспрогонного решения кровли [1-3]. Основные конструктивные решения покрытий с разрезными фермами из ГСП разработаны в двух сериях, отличающихся очертанием подстропильных ферм – треугольное в одной и трапециевидное в другой, а также уклонами верхних поясов стропильных ферм с параллельными поясами и нисходящими опорными раскосами [4, 5]. В указанных сериях исполнение двух опорных узлов идентично и не зависит от очертания ферм (рис. 1). В условиях реального проектирования серийные решения могут быть взяты за основу, но требуют глубокого анализа с внесением корректировок по требованиям действующих сводов правил.

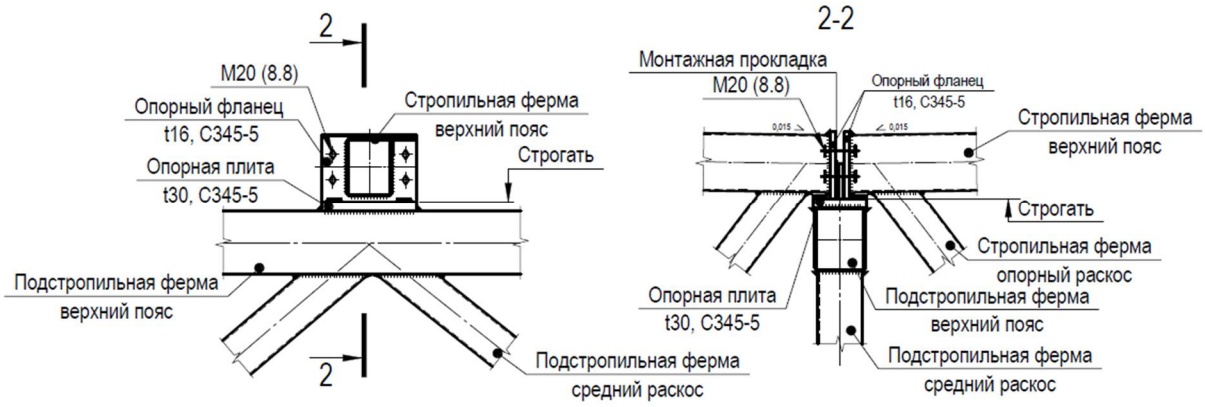
В расчетной практике в последнее время выработался подход к созданию пространственных моделей каркасов задний с использованием расчетных программных комплексов, которые позволяют анализировать работу конструкций с учетом перераспределения усилий системой связей, что особенно важно при наличии несимметричных нагрузок. При этом в опорные узлы вводятся шарниры, обеспечивающие свободу поворота в плоскости и из плоскости фермы, что предполагает шарнирно-неподвижные условия закрепления концов ферм в соответствии с серийной конструкцией

© Беляева С. Ю., Ляшенко А. В., 2024

опорных узлов, однако вызывает появление распора, оказывающего разгружающее влияние на пояса фермы. Поскольку в эксплуатационной стадии возможно ослабление болтовых соединений, имеющих определенную податливость, и, кроме того, усилие натяжения болтов в опорных узлах не контролируется, распор является случайной величиной, а учет его полной величины при расчете ферм может снизить надежность принятых решений [7]. В классическом подходе к расчету разрезных ферм с восходящим опорным раскосом [1-3] не принимается во внимание разгружающее влияние рамного распора, а закрепление фермы рассматривается по статически определимой схеме: с одним шарнирно-подвижным и другим шарнирно-неподвижным концом. В сериях [4, 5] фермы рассчитываются аналогично: как разрезные свободно опертые конструкции. Причем в покрытии с трапецеидальными подстропильными фермами и беспрогонным опиранием стального профилированного настила [5] учтена рамная сжимающая сила 100кН в уровне верхних поясов стропильных ферм, опирающихся на колонны каркаса.



а)



б)

Рис. 1. Конструктивные решения узлов опирания:
а) стропильных и подстропильных ферм на колонну каркаса;
б) стропильных ферм на подстропильную

Разработанные в [4, 5] системы покрытий могут быть загружены мостовыми подвесными кранами ограниченной грузоподъемности – до 5 т, что обусловлено несущей

способностью бесфасоночных узлов ферм [6]. Вместе с тем в практике проектирования возможны случаи, когда по условиям технологии производства требуются подвесные краны большей грузоподъемности, применение которых может существенно повлиять на напряженно-деформированное состояние и, как следствие, на подбор сечений стержней фермы, а также усложняет конструкцию и расчет узловых сопряжений решетки с поясами ввиду перехода на узлы с фасонками. В этой связи разделим покрытия, выполненные из стропильных и подстропильных ферм, на крановые и бескрановые.

Для бескрановых покрытий в работах [8, 9] влияние рамного распора на напряженно-деформированное состояние стропильных и подстропильных ферм из ГСП проанализировано на основании сравнения результатов расчетов двух вариантов схем: 1) в пространственных моделях покрытий с шарнирно-неподвижным закреплением концов ферм; 2) в плоской расчетной модели с опиранием фермы по статически определимой схеме, предполагающей шарнирно-неподвижное закрепление одного и шарнирно-подвижное закрепление другого опорного узла. В исследовании [8] на примере покрытия здания склада было показано, что при учете распора в опорной зоне верхнего пояса подстропильной фермы треугольного очертания возникают значительные растягивающие усилия, а в средних панелях сжимающие усилия уменьшаются в 3,6 раза в сравнении с безраспорной расчетной схемой, что приводит к заниженным параметрам подобранного сечения пояса и неправильному расчету узлов фермы. В работе [9] рассмотрено влияние распора на напряженно-деформированное состояние стропильных и подстропильных ферм трапециевидного очертания. Как следует из результатов, снижение сжимающих продольных сил в верхнем поясе подстропильной фермы составило 34% в сравнении с фермой, рассчитанной без учета распора. Кроме того, выполнен сравнительный анализ влияния очертания подстропильной фермы на напряженно-деформированное состояние стержней стропильной фермы. Так, при применении подстропильных ферм треугольного очертания уменьшение продольных сжимающих сил в верхних поясах стропильных ферм составило около 6-7,5% [8], а в случае ферм с параллельными поясами – около 2% (табл. 2 [9]). Таким образом, расчет ферм с двумя вариантами закрепления опорных узлов позволяет учесть наиболее неблагоприятное напряженное состояние стержней ферм и обеспечивает надежную работу покрытия на всех этапах эксплуатации.

1. Объект исследования. Постановка задач исследований

Рассмотрим каркас складского комплекса (рис. 2), состоящего из двух деформационных блоков.

Блок здания – четырехпролетный, шаг колонн крайнего и среднего ряда составляет 12 м. Покрытие склада выполнено в виде системы стропильных ферм пролетом 24 м, расположенных с шагом 4 м, и подстропильных ферм трапециевидного очертания пролетом 12 м. Геометрическая неизменяемость каркаса здания обеспечивается системой связей в уровне покрытия и связями между колоннами. Профилированный настил уложен непосредственно по верхним поясам ферм. В осях 1-2 (в крайнем левом пролете) здание оборудовано подвесным мостовым трехопорным (двухпролетным) краном грузоподъемностью 10 т. Выбор для покрытия с подвесным краном подстропильной фермы трапециевидного очертания (с параллельными поясами) обусловлен ее большей жесткостью в вертикальной плоскости в сравнении с фермой треугольного очертания и, как следствие, незначительным влиянием ее деформаций на изменение усилий в стропильной ферме [9].

Проанализируем влияние рамного распора на величину усилий в покрытии из стропильных и подстропильных ферм с параллельными поясами при отсутствии и наличии крановой нагрузки, приложенной непосредственно в узлы нижних поясов стропильных ферм.

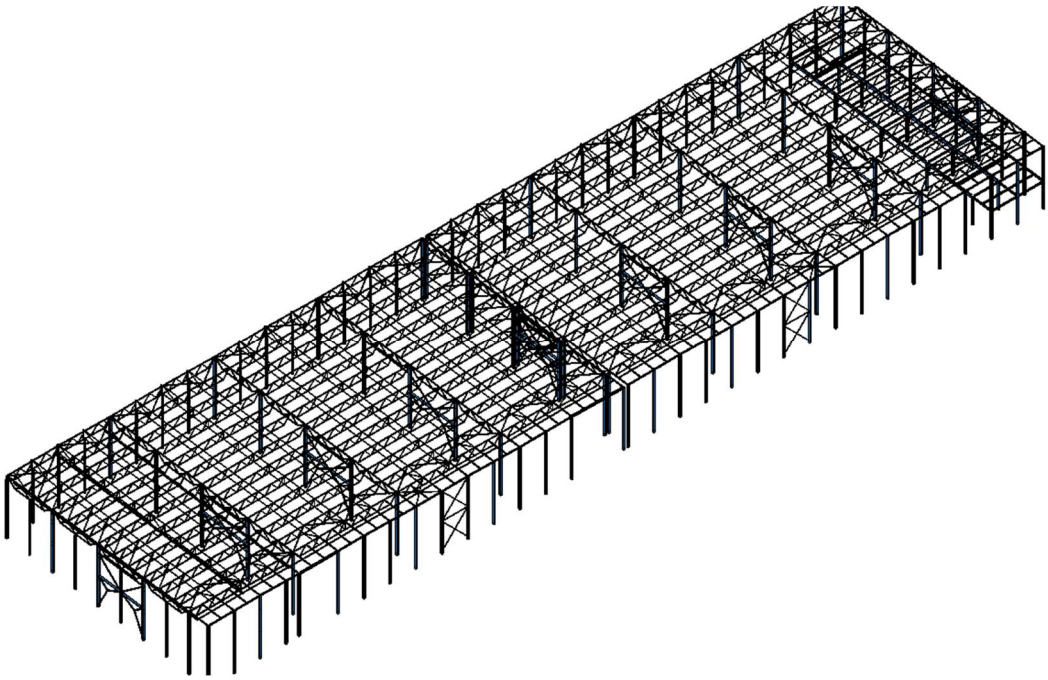


Рис. 2. Пространственная модель каркаса складского здания

2. Основные принципы построения расчетных моделей покрытия

Расчет покрытия складского здания выполнен с использованием программного комплекса Лира-САПР 2016. Учтены следующие нагрузки:

- постоянная от собственного веса и веса кровли, линейно-распределенная по верхнему поясу фермы;
- снеговая, линейно-распределенная по верхнему поясу фермы (с учетом неразрезности профилированного настила);
- крановая в осях 1-2 от подвесного мостового крана грузоподъемностью 10 т; для каждой стропильной фермы сосредоточенные вертикальные силы от давления катков и горизонтальные силы торможения тележки приложены в узлы нижнего пояса в трех взаимоисключающих вариантах: при расположении тележки крана с грузом максимальной грузоподъемности на крюке в крайнем левом, в центральном и в крайнем правом узлах нижнего пояса;
- ветровая нагрузка, линейно-распределенная с наветренной и подветренной стороны на колонны каркаса.

Для учета влияния узловых моментов, возникающих в бесфасоночных узлах, на расчет элементов ферм в расчетной схеме реализуется бесшарнирное примыкание стержней решетки к поясам, что определяет подбор сечений как внецентренно сжатых или внецентренно растянутых элементов.

При формировании в программном комплексе пространственной модели покрытия в узлах сопряжения стропильной фермы с колонной или подстропильной фермой задаются шарниры, обеспечивающие поворот опорных сечений, т.е. расчет ферм выполняется с учетом распора.

Дополнительно к пространственной схеме составлены плоские расчетные схемы крановых и бескрановых стропильных ферм с шарнирно-подвижным закреплением одного и шарнирно-неподвижным закреплением второго опорного узла фермы (по статически определимой схеме), а также с шарнирно-неподвижным закреплением двух концов фермы.

Таким образом, для крановых и бескрановых стропильных ферм рассмотрены четыре расчетные схемы, отличающиеся опорными закреплениями и жесткостью опор:

- две из пространственной расчетной модели с шарнирно-неподвижным опиранием на колонны каркаса и на подстропильные фермы (2 тип условий опирания);

- две плоские с шарнирным закреплением опорных узлов по статически определимой (1 тип условий опирания) и неопределимой схемам (2 тип условий опирания).

3. Анализ полученных результатов

Сводная таблица наиболее неблагоприятных расчетных сочетаний усилий в максимально нагруженных элементах бескрановых стропильных ферм, имеющих различные условия закрепления, приведена в табл. 1, причем в пространственной модели результаты дифференцированы для стропильных ферм, опирающихся на колонны каркаса и на подстропильные фермы.

Таблица 1

Анализ РСУ в элементах бескрановых стропильных ферм

Тип расчетной схемы – описание условий опирания	Элемент фермы					
	Верхний пояс		Нижний пояс		Опорный раскос	
	N, кН	M, кН*м	N, кН	M, кН*м	N, кН	M, кН*м
Пространственная – ферма опирается на колонны каркаса (2 тип условий опирания)	-509	8	543	3	193	10
Пространственная – ферма опирается на подстропильную ферму (2 тип условий опирания)	-540	8,1	539	2,7	192	9,0
Плоская – с двумя шарнирно-неподвижными опорными узлами (2 тип условий опирания)	-216	7,8	565	3,4	196	9,6
Плоская по статически определимой схеме (1 тип условий опирания)	-516	8	530	2,6	190	9

Ниже приведена сводная таблица отклонений усилий в % для рассматриваемых расчетных схем (см. табл. 2). За базовую принята стропильная ферма с опиранием на колонны каркаса (из пространственной расчётной модели). Знак «+» указывает на увеличение сжимающего усилия в верхнем поясе или растягивающего – в нижнем поясе / опорном раскосе, знак «-» – на уменьшение указанных усилий в соответствующих элементах фермы. Ввиду незначительной величины изгибающих моментов полученный в рассматриваемых расчетных схемах разброс их значений несущественно влияет на подбор сечений элементов стропильных ферм, вследствие чего проведем анализ по полученным продольным силам.

Подбор сечений стержней ферм выполнен с использованием конструирующей системы Лир-СТК по требованиям действующих норм проектирования [6], а также с учетом особенностей формирования узлов сопряжения элементов, а именно зависимости ширины верхнего и нижнего поясов ферм от ширины раскосов, невозможности изменения размеров пояса по его длине. Результаты подбора сечений наиболее нагруженных элементов фермы приведены в табл. 3. Вместе с тем необходимо отметить, что окончательный подбор сечений должен учитывать расчет узловых сопряжений, т.к. обеспечение несущей способности тонкостенных профилей в локальной узловой зоне и прочности сварных швов сопряжения решетки с поясами может повлечь за собой увеличение толщин и/или размеров сечений профилей.

Таблица 2

Сравнительный анализ отклонений продольных сил в элементах бескрановых стропильных ферм*

Тип расчетной схемы – описание условий опирания	Элемент фермы		
	Верхний пояс	Нижний пояс	Опорный раскос
Пространственная – ферма опирается на подстропильную ферму (2 тип условий опирания)	+6,1%	+0,7%	-0,5%
Плоская – с двумя шарнирно-неподвижными опорными узлами (2 тип условий опирания)	-57,6%	+3,5%	+1,6%
Плоская по статически определимой схеме (1 тип условий опирания)	+1,4%	-2,4%	+1,6%

*Примечание: за базовую принята пространственная расчетная схема и усилия в ферме, опирающейся на колонны каркаса

Таблица 3

Результаты подбора сечений наиболее нагруженных элементов бескрановых стропильных ферм*

Тип расчетной схемы – описание условий опирания	Элемент фермы					
	Верхний пояс		Нижний пояс		Опорный раскос	
	Сечение	% использования (определяющий критерий – устойчивость в плоскости фермы)	Сечение	% использования (определяющий критерий – прочность по нормальным напряжениям)	Сечение	% использования (определяющий критерий – прочность по нормальным напряжениям)
Пространственная – ферма в составе поперечной рамы каркаса (2 тип условий опирания)	180x140x4	92%	140x4	89%	120x4	84,4%
Пространственная – ферма опирается на подстропильную ферму (2 тип условий опирания)	180x140x4	94%	140x4	90%	120x4	81%
Плоская – с двумя шарнирно-неподвижными опорными узлами (2 тип условий опирания)	140x140x4	66% ***	140x4	93,4%	120x4** / 100x5	78% / 89%
Плоская по статически определимой схеме (1 тип условий опирания)	180x140x4	92%	140x4	87%	120x4** / 100x5	75% / 84%

Примечания: *для приведенных элементов фермы принят класс стали С355-5;
**приведены возможные варианты сечений, большие размеры сечений приняты после выполнения расчетов узлов;
*** сечение подобрано с учетом возможности сопряжения опорного узла с элементами решетки.

Как показывают полученные результаты (см. табл. 1-3), расчет бескрановых стропильных ферм трапециевидного очертания в плоской и пространственной моделях дает

практически одинаковые величины внутренних усилий в поясах и опорных раскосах (разброс не превышает 1-6%) и, как следствие, одинаковый подбор сечений, причем максимальные отклонения до 6% получены в верхнем поясе фермы. Исключение составляет плоская расчетная схема стропильной фермы с шарнирно-неподвижными опорами, в которой наблюдается наибольшее разгружающее влияние распора: снижение сжимающих сил в верхнем поясе составляет около 58%, что связано с введением в опорные узлы горизонтальных связей бесконечной жесткости, не отвечающих действительной работе фермы в составе каркаса. Результаты расчетов для плоской фермы, опертой по статически определимой схеме, наиболее приближены к результатам для стропильной фермы, опирающейся на подстропильную в пространственной расчетной модели – отклонение в продольных силах составляет 4,4%, что свидетельствует о влиянии на величину распора и распределение усилий в ферме жесткостных характеристик опор подстропильных ферм или колонн каркаса.

Результаты статического расчета для наиболее напряженных элементов стропильных ферм, нагруженных 10-тонным подвесным мостовым краном, сведены в табл. 4, 5. Результаты конструктивного расчета крановых стропильных ферм приведены в табл. 6.

Таблица 4

Анализ РСУ в элементах бескрановых стропильных ферм

Тип расчетной схемы – описание условий опирания	Элемент фермы					
	Верхний пояс		Нижний пояс		Опорный раскос	
	N, кН	M, кН*м	N, кН	M, кН*м	N, кН	M, кН*м
Пространственная – ферма опирается на колонны каркаса (2 тип условий опирания)	-908	12	986	11	605,5	32
Пространственная – ферма опирается на подстропильную ферму (2 тип условий опирания)	-740	10,7	787	4,7	350	2
Плоская с двумя шарнирно-неподвижными опорными узлами (2 тип условий опирания)	-490	11,8	1192	18	445,6	26,1
Плоская по статически определимой схеме (1 тип условий опирания)	-1054	13,3	1132	15,3	423,7	26,2

Таблица 5

Сравнительный анализ отклонений продольных сил в элементах стропильных ферм, оборудованных подвесным краном *

Тип расчетной схемы – описание условий опирания	Элемент фермы		
	Верхний пояс	Нижний пояс	Опорный раскос
Пространственная – ферма опирается на подстропильную ферму (2 тип условий опирания)	-18,5%	-20,2%	-42,2%
Плоская с двумя шарнирно-неподвижными опорными узлами (2 тип условий опирания)	-46%	+20,9%	-26,4%
Плоская по статически определимой схеме (1 тип условий опирания)	+16,1%	+14,8%	-30%

Таблица 6

Результаты подбора сечений наиболее нагруженных элементов стропильных ферм, оборудованных подвесными кранами *

Тип расчетной схемы – описание условий опирания	Элемент фермы					
	Верхний пояс		Нижний пояс		Опорный раскос	
	Сечение	% использования (критерий – устойчивость в плоскости фермы)	Сечение	% использования (критерий – прочность по нормальным напряжениям)	Сечение	% использования (критерий – прочность по нормальным напряжениям)
Пространственная – ферма опирается на колонны каркаса (2 тип условий опирания)	200x160x6	87,2%	160x6	99.5%	180x140x8	85%
Пространственная – ферма опирается на подстропильную ферму (2 тип условий опирания)	180x140x5,5	92,6%	160x5	94,2%	180x140x4	92,9%
Плоская с двумя шарнирно-неподвижными опорными узлами (2 тип условий опирания)	160x160x5	84%	160x8	99%	180x140x8** / 180x140x5	62% / 92%
Плоская по статически определимой схеме (1 тип условий опирания)	200x160x6** / 200x160x7	99% / 87%	160x7,5	97,6%	180x140x8** / 180x140x4,5	60% / 99%

Примечания: * для приведенных элементов фермы принят класс стали С355-5;

** указанные сечения и проценты их использования приведены для сравнения с результатами расчета соответствующих элементов фермы в составе поперечной рамы, т.е. с опиранием на колонны каркаса.

Анализ результатов расчетов стропильных ферм, к нижним поясам которых приложена крановая нагрузка, показал:

1) в поясах наибольшие абсолютные значения продольных усилий получены без учета рамного распора (1 тип условий опирания): в верхнем поясе сжимающая сила на 16% выше по абсолютной величине, в нижнем – растягивающее усилие на 14,8% выше в сравнении с усилиями в стропильной ферме, опирающейся на колонны каркаса;

2) в опорном раскосе максимальное растягивающее усилие получено в пространственной расчетной модели в ферме, опирающейся на колонны каркаса (2 тип условий опирания), что связано с влиянием на величину распора и усилия в ферме фактической жесткости колонн каркаса, а также с включением в распределение усилий от крановых нагрузок связей покрытия, дополнительно введенных в крановый блок здания согласно требованиям норм [6]: отклонение продольных сил составляет около 42% в сравнении с фермой, опирающейся на подстропильную, и 30% в сравнении с плоской фермой, закрепленной по статически определимой схеме;

3) в плоской схеме с шарнирно-неподвижными опорами бесконечной жесткости получено наименьшее продольное усилие в верхнем поясе стропильной фермы (отклонение от усилий в аналогичной ферме, опирающейся на колонны каркаса, составляет 46%), при этом увеличение продольных сил в нижнем поясе составляет около 17%. Поскольку реальные конструкции опор (подстропильных ферм и колонн) имеют ограниченную жесткость, как и в случае с бескрановым покрытием, данная расчетная схема не может использоваться для расчета стропильной фермы.

Значительный разброс усилий в элементах крановых ферм приводит к отличиям в расчете сечений, влияет на толщины подобранных профилей и их геометрические характеристики, что наглядно отражено в табл. 6: наибольшие сечения поясов получены без учета рамного распора, наибольшее сечение опорного раскоса – с учетом распора в пространственной схеме для стропильной фермы, шарнирно-неподвижно опирающейся на колонны каркаса. Величины внутренних усилий, кроме того, определяют расчет и конструирование узловых сопряжений элементов ферм и в случае кранов грузоподъемностью более 5 т могут потребовать введения узловых фасонок.

Выводы

На основании приведенного исследования, а также результатов, полученных в работах [8, 9], сформулируем основные выводы и рекомендации по проектированию и расчету стропильных и подстропильных ферм из гнутосварных замкнутых профилей:

1) конструктивные решения опорных узлов отвечают шарнирно-неподвижным условиям закрепления ферм; такие узлы способны воспринимать рамный распор до тех пор, пока натяжение болтов не уменьшится. Можно предположить, что фактическая работа ферм будет носить промежуточный характер между схемой с шарнирно-неподвижным закреплением двух опор в составе каркаса и статически определимой схемой опирания с одной шарнирно-подвижной и другой шарнирно-неподвижной опорами, что должно быть учтено при моделировании конструктивных систем в расчетных комплексах;

2) усилия в поясах и опорных раскосах зависят не только от условий закрепления концов фермы, но и от жесткости опорных конструкций. Влияние фактической жесткости опор на величину распора, а также включение связевой системы в работу ферм можно учесть в пространственной расчетной модели покрытия;

3) рамный распор снижает абсолютные величины усилий в поясах стропильных и подстропильных ферм, выполняющих роль своеобразной затяжки между колоннами рамно-связевого каркаса. Подбор сечений по заниженным усилиям может повлечь потерю несущей способности фермы в эксплуатационной стадии работы при возникновении расчетной ситуации нагружения и снижении распора. Таким образом, для получения наиболее неблагоприятных расчетных сочетаний усилий в поясах необходимо формировать расчетные схемы со свободным опиранием ферм;

4) при наличии несимметричной нагрузки, в частности от подвесного крана, в опорном раскосе стропильной фермы максимальное продольное растягивающее усилие возникает в пространственной расчетной схеме с шарнирно-неподвижным закреплением ее концов;

5) при наличии крановой нагрузки преимущество следует отдавать подстропильным фермам с параллельными поясами, менее чувствительным (в сравнении с фермами треугольного очертания) к влиянию рамного распора и практически не оказывающим влияние на напряженно-деформированное состояние элементов стропильных ферм.

Таким образом, для учета конструктивных особенностей опорных узлов расчетные схемы покрытий должны включать модели с шарнирно-неподвижным закреплением ферм на опорах в составе каркаса здания и модели со свободным опиранием ферм. Приведенные

выводы в части формирования расчетных моделей можно отнести к системам покрытий из стропильных и подстропильных ферм другого очертания и из других типов профилей.

Библиографический список

1. Горев В.В., Уваров Б.Ю., Белый Б.И. Металлические конструкции: учеб. для строит. Вузов: в 3 т. Т. 2. Конструкции зданий / под ред. В. В. Горева. – 3-е изд., стер. – М.: Высш. шк., 2004. – 551 с.
2. Металлические конструкции: учебник для студ. высш. учеб. заведений / Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; под ред. Ю.И. Кудишина. – 10-е изд., стер. – М.: Издательский центр «Академия», 2007 – 688 с.
3. Васильев А.А. Металлические конструкции: учеб. пособие. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1976. – 420 с.
4. Серия 1.460.3-23.98. Стальные конструкции покрытий производственных зданий из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения пролетом 18, 24 и 30 м с уклоном кровли 10%. – Вып. 1. – Введ. 2000-12-10. – Л.: ОАО ПИ Ленпроектстальконструкция, 2000 – 79 с.
5. Серия 1.460.3-14. Стальные конструкции покрытий производственных зданий пролетами 18, 24 и 30 м с применением замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения типа "Молодечно". – Введ. 1982-06-01 – М.: ЦИИТП Госстроя ССР, 1988 – 137 с.
6. Свод правил: СП 16.13330.2017. «СНиП II-23-81* Стальные конструкции». – М.: Минстрой России, 2017 – 140 с.
7. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. – М.: Стандартинформ, 2015 – 16 с.
8. Ляшенко А.В., Беляева С.Ю., Сазыкин В.Г. Особенности формирования расчетных схем покрытий типа «Молодечно» в программных комплексах // Студент и наука. – 2022. – № 4(23). – С. 102-109.
9. Ляшенко А.В., Беляева С.Ю. Исследование влияния рамного распора на перераспределение усилий в фермах различного очертания // Студент и наука. – 2023. – № 2(25). – С. 52-58.

References

1. Gorev V.V., Uvarov B.Yu., Bely B.I. Metal structures: a textbook for construction universities in 3 volumes. Volume 2. Building structures. Ed. by V.V.Gorev. 3rd ed. Moscow: High School, 2004. 551 p.
2. Kudishin Yu.I., Belenya E.I., Ignatyeva V.S. Metal structures: a textbook for students of higher educational institutions. Ed. by Yu.I. Kudishin. 10th ed. Moscow: Publishing Center "Academy", 2007. 688 p.
3. Vasiliev A.A. Metal structures: a textbook. 2nd ed., revised and enlarged. M.: Stroyizdat, 1976. 420 p.
4. Series 1.460.3-23.98, Issue 1. Steel structures of industrial building roofs made of closed bent-and-welded rectangular sections with a span of 18, 24 and 30 m with a roof slope of 10% [Text]. 2000.12.10. L.: JSP PI Lenproektstalkonstruktsiya, 2000. 79 p.
5. Series 1.460.3-14. Steel structures of industrial building roofs with spans of 18, 24 and 30 m using closed bent-and-welded rectangular sections of the "Molodechno" type [Text]. 1982.06.01. M.: TsIITP Gosstroy SSR, 1988. 137 p.
6. Set of Rules 16.13330.2017. SNiP II-23-81* Steel Structures. Moscow: Ministry of Construction of Russia, 2017. 140 p.

7. GOST 27751-2014. Reliability of Building Structures and Foundations. M.: Standartinform, 2015. 16 p.
8. Lyashenko A.V., Belyaeva S.Yu., Sazykin V.G. Features of the Formation of Calculation Schemes for Molodechno-Type Coatings in Software Packages. Student and Science. Voronezh. No. 4(23). 2022. Pp. 102-109.
9. Lyashenko, A.V. Belyaeva S.Yu. Study of the influence of frame thrust on the redistribution of forces in trusses of various shapes. Student and Science. Voronezh. No. 2(25). 2023. Pp. 52-58.

TO THE QUESTION OF CHOICE OF CALCULATION MODELS OF COATINGS WITH TRUSSES FROM BENT-WELDED CLOSED PROFILES

S. Yu. Belyaeva[1], A. V. Lyashenko[2]

Voronezh State Technical University[1,2]
Russia, Voronezh

[1]PhD of Technical Sciences, Associate Professor of Department of Metal and Wooden Structures,
Tel.: +7(909)2173110, e-mail: svetboy@yandex.ru
[2]MA Student of the Department of Metal and Wooden Structures, Tel.: +7(962)3262924,
e-mail: sanya.lyashenko.98@mail.ru

The article considers steel frames of buildings with roofs made in the form of rafter and subrafter trusses systems made of bent-welded closed sections. The calculation models of roofs with truss fastening according to a statically determinate scheme and with hinged-fixed fastening of truss ends on supports of different rigidity are analyzed. The features of the stress-strain state of truss elements are revealed taking into account the frame thrust and without it, with and without a crane load from overhead bridge cranes. The need to form calculation models with different conditions for fastening the support nodes of trusses is substantiated. Practical recommendations for the design and calculation of roofs with trusses made of bent-welded closed sections are formulated.

Keywords: rafter trusses, purlin trusses, bent-welded closed sections, frame thrust, overhead travelling cranes, fastening conditions, calculation models, stress state, upper and lower chords of a truss, support diagonal.

DOI 10.36622/2219-1038.2024.42.3.006
УДК 624.016 + 624.046.2

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМОЙ ВЫСОТЫ СЕЧЕНИЯ ВЕРХНЕГО ПОЯСА КОМБИНИРОВАННОЙ УПРУГО-ПОДАТЛИВОЙ КОНСТРУКЦИИ

А. В. Чесноков[1], В. В. Михайлов[2]

Липецкий государственный технический университет[1,2]
Россия, г. Липецк

[1]Канд. техн. наук, доцент кафедры строительного производства, тел.: +7(4742) 328-074,
e-mail: andreychess742@mail.ru
[2]Д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой строительного производства, тел.: +7(4742) 328-074,
e-mail: mmvv46@rambler.ru

Постановка цели. Развитие комбинированных упруго-податливых строительных конструкций, приобретающих эксплуатационную форму за счет натяжения высокопрочных затяжек и деформирования гибких элементов верхнего пояса в упругой стадии, способствует снижению транспортных расходов, а также упрощению и удешевлению монтажных работ. Вместе с тем упруго-податливые конструкции отличаются сложным поведением на этапе трансформации в эксплуатационную форму, а определение их допустимых параметров является важной задачей. Целью настоящей работы является разработка методики нахождения предельно допустимой высоты сечения верхнего пояса упруго-податливой конструкции из условий обеспечения прочности и устойчивости при трансформации в эксплуатационную форму.

Результаты. Нормальное напряжение в верхнем поясе и критическая сила выражены в зависимости от отношения площади поперечного сечения к моменту инерции, а также от относительного усилия в затяжке нижнего пояса, которое находится из граничных условий, налагаемых на форму верхнего пояса в эксплуатационном положении. Выяснено, что увеличение жесткости на изгиб верхнего пояса влечет рост напряжений на стадии трансформации конструкции. Для прямоугольных трубчатых элементов получены условия обеспечения прочности и устойчивости, позволяющие при заданной толщине стенки и относительной ширине определить предельно допустимую высоту сечения.

Выводы. Полученные результаты могут быть использованы для определения области эффективного применения упруго-податливых конструкций в части назначения предельно допустимых пролетов и выбора материала верхнего пояса. Результаты работы способствуют развитию методики расчета и проектирования комбинированных строительных конструкций, эффективных для применения на отдаленных и труднодоступных территориях.

Ключевые слова: комбинированная строительная конструкция, bending-active система, трансформируемая конструкция, быстровозводимая строительная конструкция, эксплуатационная форма, стеклопластиковый стержень, предварительное напряжение

Введение. Комбинированные строительные конструкции состоят из разнородных материалов и элементов, объединенных в единую систему с целью повышения эффективности их совместного использования [1]. Анализ проблем разработки проектных решений и перспектив практического применения комбинированных конструкций предложен в работе [2].

Развитием комбинированных систем стало появление так называемых упруго-податливых (bending-active) конструкций, приобретающих эксплуатационную форму за счет натяжения высокопрочных затяжек и упругого деформирования гибких элементов [3, 4]. Гибкие элементы выполняются из композитных материалов, включающих полимеры, армированные стекловолокном [5, 6]. Изгиб стержней, составляющих комбинированную систему, производится непосредственно на строительной площадке. Это способствует

© Чесноков А. В., Михайлов В. В., 2024

удешевлению транспортировки и упрощению процесса установки конструкции в проектное положение.

Упруго-податливые конструкции относятся к предварительно напряженным шпренгельным системам [7], эффективность которых подтверждена проведением натурных испытаний и выполнением численного моделирования [8, 9, 10]. Область применения упруго-податливых конструкций включает пешеходные мосты [11], арочные системы [5], а также навесы для производства строительно-монтажных работ и временные сооружения сезонного характера [12].

Для статического анализа комбинированных конструкций широкое применение находят итерационные методы. Метод конечных элементов позволяет получить равновесную форму комбинированной системы на стадии создания предварительных напряжений, а также выполнить расчет на действие внешних нагрузок [13, 14]. Поиск оптимальной формы упруго-податливой конструкции осуществляется при помощи эволюционных методов оптимизации [15]. В работе [16] предлагается метод выравнивания напряжений в верхнем поясе комбинированной конструкции, за счет чего достигается экономия материала.

Для учета элементов, работающих только на растяжение, и односторонних связей применяется метод конечных элементов в форме смешанного метода [17]. При этом на каждом шаге итерационного алгоритма производится выключение из расчетной схемы наиболее загруженной в нерабочем направлении связи. Моделирование односторонних опор и конструктивных зазоров произведено в работе [18].

Проблема масштабирования упруго-податливых систем рассмотрена в работе [19]. Делается вывод, что увеличение размеров балочного элемента верхнего пояса вызывает рост напряжений при изгибе на этапе перехода конструкции в эксплуатационную стадию. В работе [20] предлагаются результаты исследования влияния жесткости на изгиб арочного верхнего пояса и его стрелы, а также продольной жесткости тросовых затяжек конструкции на ее несущую способность. Предлагается методика получения допустимых геометрических параметров исходя из условий двух групп предельных состояний.

В работе [21] представлено исследование основных параметров упруго-податливых конструкций, включающих величину свободного пролета, соотношение размеров поперечного сечения гибкого элемента верхнего пояса и его кривизны, а также прочностные и жесткостные характеристики материала. Результаты численных и экспериментальных исследований работы упруго-податливых конструкций в условиях кратковременного действия нагрузок предлагаются в [22]. Выявлен характер начала разрушения гибкого элемента верхнего пояса при изгибе, предложена методика оценки предельно допустимой относительной деформации. Численные исследования выполнены при помощи программного комплекса геометрически нелинейного анализа Abaqus.

Из приведенного литературного обзора следует вывод об актуальности проблемы определения допустимых параметров комбинированных упруго-податливых конструкций, проявляющих сложное поведение на этапе трансформации в эксплуатационную форму. Рассмотренные численные и экспериментальные исследования выявляют характер влияния геометрических размеров и жесткостных характеристик основных элементов на несущую способность конструкции. Вместе с тем для практического применения требуется разработка аналитической методики расчета, позволяющей получить оптимальные параметры конструкции, соответствующие текущей задаче.

Постановка цели. Цель предлагаемой работы заключается в разработке методики нахождения предельно допустимой высоты сечения верхнего пояса упруго-податливой конструкции из условий обеспечения прочности и устойчивости при трансформации в эксплуатационную форму.

Методы. Предлагаемая комбинированная конструкция состоит из несущего каркаса, покрытого мягкой оболочкой (рис. 1). Мягкая оболочка опирается на верхний пояс, который

состоит из стержней, обладающих пониженной жёсткостью на изгиб и расположенных в радиальном направлении.

Нижний пояс конструкции состоит из диагональных несущих тросов и вантовой затяжки, а также распорок и связей. В исходном (ненапряжённом) состоянии стержни верхнего пояса имеют прямолинейное очертание. Натяжение вантовой затяжки нижнего пояса приводит к деформированию гибких стержней в упругой стадии, а каркас конструкции приобретает эксплуатационную форму (рис. 2).

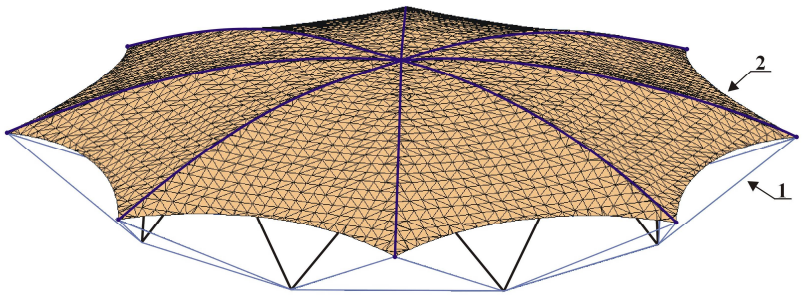


Рис. 1. Упруго-податливая конструкция: 1 – несущий каркас; 2 – мягкая оболочка покрытия

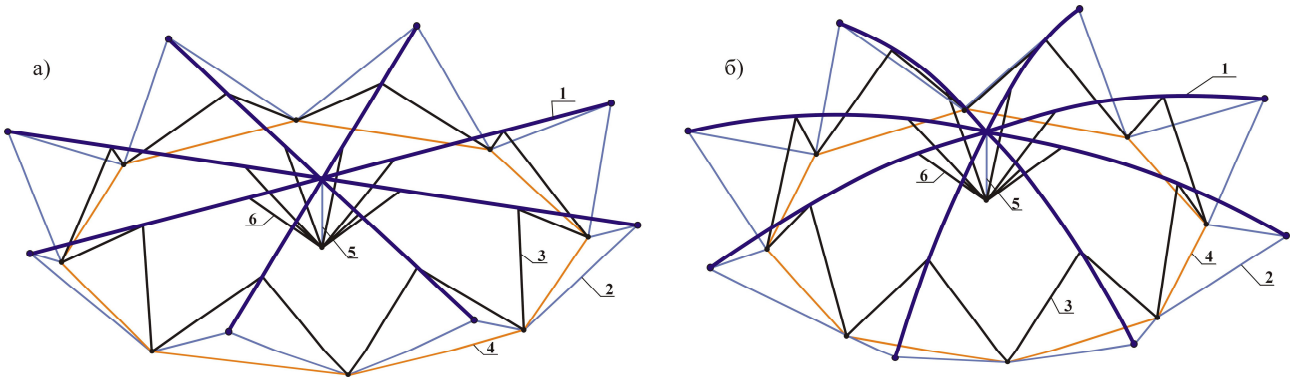


Рис. 2. Несущий каркас упруго-податливой (bending-active) конструкции:
а) исходное (ненапряженное) состояние; б) эксплуатационная форма; 1 – стержень верхнего пояса; 2 – диагональный несущий трос; 3 – стойка нижнего яруса; 4 – кольцевой вантовый элемент (затяжка нижнего яруса); 5 – соединительный элемент верхнего яруса; 6 – стойка верхнего яруса

Выделены следующие независимые геометрические параметры конструкции (рис. 3): пролет L, горизонтальные размеры a и d, высота верхнего пояса в центре пролета h_t, высота нижнего пояса h_b, углы наклона элементов к горизонтали: α_1 и α_3.

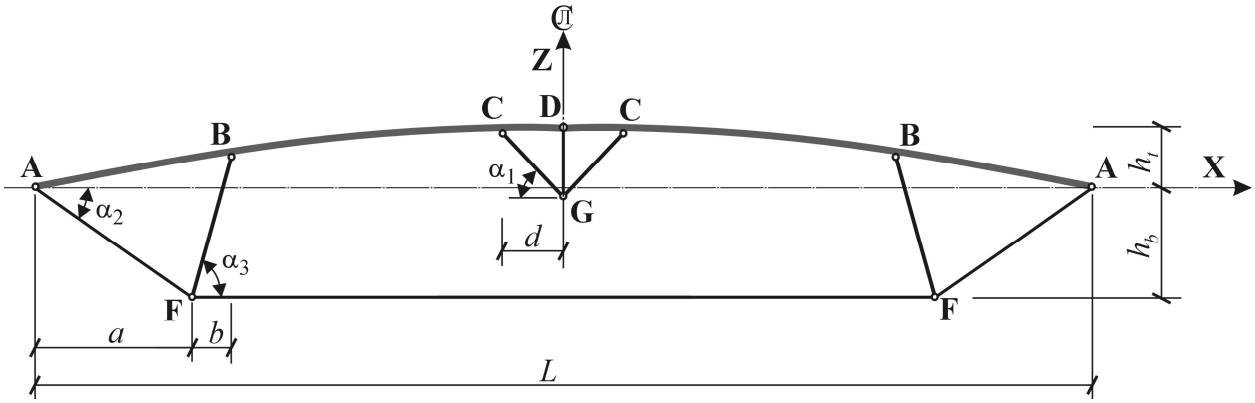


Рис. 3. Геометрические параметры упруго-податливой конструкции

Для высот верхнего и нижнего поясов приняты следующие допустимые интервалы:

$$h_t \in [L/16...L/8], \quad (1,а)$$

$$h_b \in [L/24...L/8]. \quad (1,б)$$

Угол наклона к горизонтали диагонального несущего троса α_2 определяется размерами a и h_b:

$$\alpha_2 = \arctan(h_b / a). \quad (2)$$

Горизонтальный размер b определяется точкой пересечения стойки нижнего яруса, имеющей заданный угол наклона к горизонтали α_3, с верхним поясом, очерченным равновесной кривой $Z(x)$, заданной дифференциальным уравнением:

$$\frac{d^2 Z(x)}{dx^2} = \frac{M(x)}{E_b \cdot I_b}, \quad (3)$$

где $M(x)$ – изгибающий момент в сечении x; E_b – модуль упругости материала верхнего пояса; I_b – момент инерции поперечного сечения верхнего пояса относительно горизонтальной оси.

Расчетная схема конструкции и эпюра изгибающих моментов в верхнем поясе показаны на рис. 4 и 5.

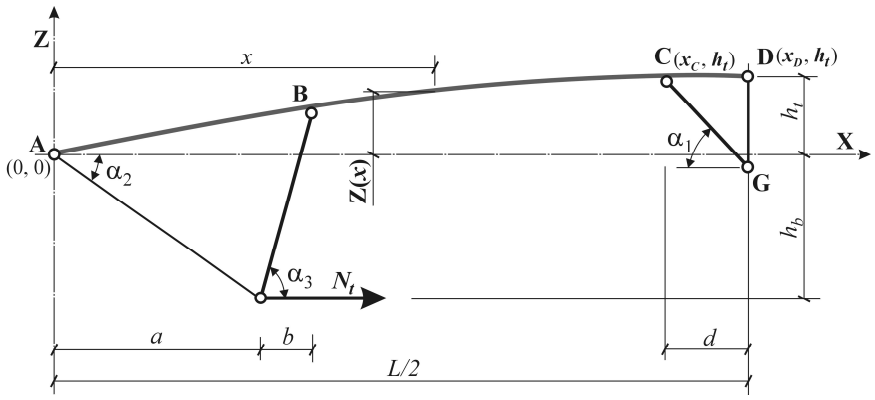


Рис. 4. Расчетная схема исследуемой конструкции

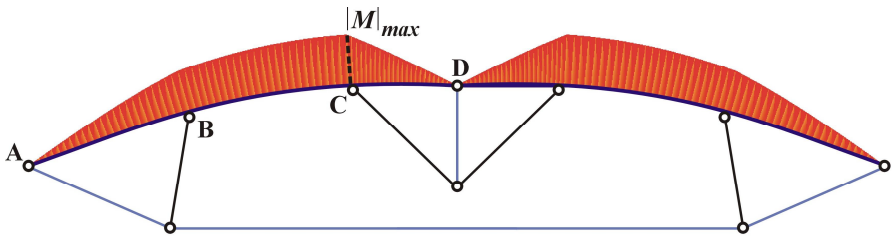


Рис. 5. Эпюра изгибающих моментов в верхнем поясе исследуемой конструкции

В работе [23] предложен коэффициент μ, являющийся отношением усилия в затяжке нижнего пояса N_t (обозначено на рис. 4) к жесткости на изгиб верхнего пояса (т.н. относительное усилие в затяжке):

$$\mu = \frac{N_t}{E_b \cdot I_b}. \quad (4)$$

Определение коэффициента μ производится из условий минимизации отклонений кривой, описывающий верхний пояс, от узлов *C* и *D*:

$$\Psi \to \min . \tag{5}$$

Координаты узла *D* определяются заданной высотой конструкции в центре пролета h_t: $(x_D, \quad h_t)$, где $x_D = L/2$. Пренебрегая продольными деформациями элементов верхнего яруса, образующих два смежных треугольника ΔCDG (рис. 3), при переходе конструкции из исходного в эксплуатационное положение, а также пренебрегая разницей длины хорды элементов CD в эксплуатационном (искривленном) положении, по сравнению с исходной (прямолинейной) формой, запишем координаты узла *C*: $(x_C, \quad h_t)$, где $x_C = L/2 - d$.

Функция ошибки Ψ (5) составит:

$$\Psi = \max\left(|\Psi_1|, \quad |\Psi_2|\right), \%, \tag{6}$$

где

$$\Psi_1 = \left(\frac{Z(x_D)}{h_t} - 1\right) \cdot 100, \%, \tag{7,а}$$

$$\Psi_2 = \left(\frac{Z(x_C)}{h_t} - 1\right) \cdot 100, \%, \tag{7,б}$$

где $Z(x)$ – функция равновесной кривой верхнего пояса, определяемая из решения дифференциального уравнения (3).

Несущая способность элемента верхнего пояса, выполненного из стеклопластика и имеющего замкнутое поперечное сечение, обеспечена при выполнении следующих условий [24]:

$$\Theta_1 < 1, \tag{8,а}$$

где

$$\Theta_1 = \sigma_b / R_y, \tag{8,б}$$

и

$$\Theta_2 < 1, \tag{9,а}$$

$$\Theta_2 = N_b / N_{cr}, \tag{9,б}$$

где Θ_1 и Θ_2 – коэффициенты использования несущей способности; R_y – расчетное сопротивление материала; σ_b и N_b – нормальное напряжение и продольная сила в расчетном сечении (сжимающая сила N_b условно принимается положительной); N_{cr} – критическая сила:

$$\sigma_b = \frac{N_b}{A_b} + \frac{1}{1 - \dfrac{N_b}{N_{cr}}} \cdot \frac{|M_b|}{W_b}, \tag{10}$$

$$N_{cr} = \frac{F_d}{1 + \dfrac{F_d}{N_{El}}}, \tag{11}$$

где M_b – изгибающий момент в расчетном сечении относительно горизонтальной оси (момент в плоскости ребра); A_b – площадь поперечного сечения; W_b – момент

сопротивления сечения относительно горизонтальной оси; F_d – предельная нагрузка в условиях стесненного сжатия; N_{El} – Эйлерова сила:

$$F_d = A_b \cdot R_y, \tag{12}$$

$$N_{El} = \pi^2 \cdot E_b \cdot I_b / (K \cdot L_u)^2 \tag{13}$$

где E_b – модуль упругости материала; I_b – момент инерции сечения относительно горизонтальной оси; K – коэффициент расчётной длины для двухшарнирной арки (учтено наличие элементов верхнего яруса 5 и 6, рис. 2) принят по [25] (таблица 5.3) с учетом (1,а), $K = 1.05$; L_u – длина полуарки.

Максимальный по модулю изгибающий момент в верхнем поясе на стадии трансформации конструкции реализуется в узле C (узел примыкания стойки верхнего яруса, рис. 5) [23]:

$$M_b = M(x_C) = -N_t \cdot [C_{1,BC} \cdot \cos\left(x_C \cdot \sqrt{\mu}\right) + C_{2,BC} \cdot \sin\left(x_C \cdot \sqrt{\mu}\right)], \tag{14}$$

где x_C – координата узла C; $C_{1,BC}$ и $C_{2,BC}$ – константы интегрирования, полученные при решении дифференциального уравнения изгиба верхнего пояса (3) и приведенные в работе [23]; N_t и μ – усилие в затяжке нижнего пояса и коэффициент (4).

С учетом пологости верхнего пояса запишем приближенное равенство продольного усилия в верхнем поясе усилию в затяжке нижнего пояса N_t:

$$N_b \approx N_t. \tag{15,а}$$

Учитывая (4), запишем:

$$N_b \approx \mu \cdot E_b \cdot I_b. \tag{15,б}$$

Результаты. Преобразуем (11), учитывая (12) и (13):

$$N_{cr} = \frac{I_b}{\dfrac{1}{R_y \cdot k_{A,I}} + \eta}, \tag{16}$$

где $k_{A,I}$ – отношение площади A_b к моменту инерции I_b поперечного сечения верхнего пояса; η – коэффициент:

$$k_{A,I} = A_b / I_b, \tag{17}$$

$$\eta = \frac{K^2 \cdot L_u^2}{\pi^2 \cdot E_b}, \tag{18}$$

где длина полуарки:

$$L_u = \int_{a+b}^{L/2} \sqrt{1 + \left(\frac{dZ(x)}{dx}\right)^2}\, dx. \tag{19}$$

С учетом (15) и (16), а также принимая во внимание, что для симметричного поперечного сечения высотой H_s момент сопротивления W_b равен $2 \cdot I_b / H_s$, преобразуем (9,б) и (10):

$$\Theta_2 = \left(\frac{1}{R_y \cdot k_{A,I}} + \eta\right) \cdot \mu \cdot E_b, \tag{20}$$

$$\sigma_b = \mu \cdot \frac{E_b}{k_{A,I}} + \frac{H_s}{1 - \mu \cdot E_b \cdot \left(\frac{1}{R_y \cdot k_{A,I}} + \eta \right)} \cdot \frac{|M_b|}{2 \cdot I_b}. \quad (21)$$

Учитывая (14), запишем выражение для максимального напряжения в верхнем поясе:

$$\sigma_{b,\max} = \frac{\mu \cdot E_b}{k_{A,I}} + \frac{|C_{1,BC} \cdot \cos(x_C \cdot \sqrt{\mu}) + C_{2,BC} \cdot \sin(x_C \cdot \sqrt{\mu})|}{\frac{1}{\mu \cdot E_b} - \left(\frac{1}{R_y \cdot k_{A,I}} + \eta \right)} \cdot \frac{H_s}{2}. \quad (22)$$

Наибольшее распространение из номенклатуры замкнутых профилей в настоящее время получили прямоугольные трубы из пултрузионного стеклопластика [26]. Основными параметрами прямоугольного профиля являются высота и ширина сечения – $H_s \times B_s$, а также толщина стенки – t_s. Введем относительную ширину профиля:

$$k_{B,H} = \frac{B_s}{H_s}. \quad (23)$$

С учетом (23) запишем выражение для отношения площади поперечного сечения к моменту инерции (17):

$$k_{A,I} = 12 \cdot \frac{H_s \cdot (1 + k_{B,H}) - 2 \cdot t_s}{H_s^3 + (2 \cdot H_s \cdot (H_s - t_s) + (H_s - 2 \cdot t_s)^2) \cdot (H_s \cdot k_{B,H} - 2 \cdot t_s)}. \quad (24)$$

При заданном отношении $k_{B,H}$ и толщине стенки t_s, с учетом (24) условия (8) и (9) зависят только от одной переменной, H_s, что позволяет определить граничное значение высоты поперечного сечения верхнего пояса конструкции из условия обеспечения несущей способности на стадии трансформации в эксплуатационную форму.

Рассмотрим конструкцию, имеющую эксплуатационный пролет $L = 12$ м, высоту в центре пролета $h_t = 1.2$ м, высоту нижнего яруса $h_b = 0.9$ м, горизонтальные размеры $a = 2.0$ и $d = 1.5$ м, а также углы наклона элементов к горизонту $\alpha_1 = 45^0$, $\alpha_2 = 24.2^0$ и $\alpha_3 = 81^0$.

Верхний пояс принят из квадратной трубы (относительная ширина профиля $k_{B,H} = 1.0$) с толщиной стенки $t_s = 10$ мм [26]. Материал верхнего пояса – пултрузионный стеклопластик с модулем упругости $E_b = 2.3 \cdot 10^4$ МПа и расчетным сопротивлением $R_y = 185$ МПа [24, 27].

Итерационным методом покоординатного спуска из условия (5) найдено значение коэффициента (4) $\mu = 0.0526$, а также горизонтальный размер $b = 0.27$ м. Очертание верхнего пояса исследуемой конструкции – на рис. 6. Графики зависимостей Θ_1 и Θ_2 (8,б) и (9,б) приведены на рис. 7. Из рис. 7 видно, что условия (8,а) и (9,а) выполнены при $H_s < 125$ мм.

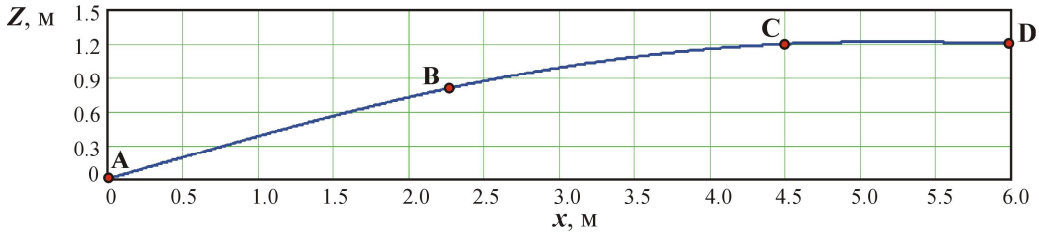


Рис. 6. Очертание верхнего пояса исследуемой конструкции

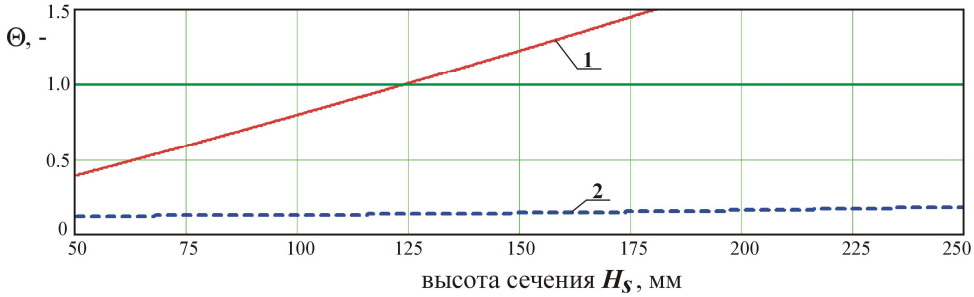


Рис. 7. Графики (8,б) и (9,б) в зависимости от высоты сечения верхнего пояса: 1 – функция Θ_1; 2 – функция Θ_2

Выводы. По результатам работы можно сделать следующие выводы:

1. Рассмотрена комбинированная конструкция, приобретающая куполообразную форму в процессе трансформации из исходного в эксплуатационное положение за счет натяжения высокопрочных затяжек и деформирования прямолинейных стержней верхнего пояса в упругой стадии.
2. Выяснено, что увеличение жесткости на изгиб верхнего пояса влечет рост напряжений на стадии трансформации конструкции.
3. Предложена методика нахождения предельно допустимой высоты сечения верхнего пояса из условий обеспечения прочности и устойчивости при трансформации. Методика опробована для широко применяемых на практике прямоугольных трубчатых профилей.
4. Результаты работы могут быть использованы для определения области эффективного применения упруго-податливых конструкций в части назначения предельно допустимых пролетов и выбора материала верхнего пояса.
5. Полученные результаты способствуют развитию методики расчета и проектирования комбинированных строительных конструкций, эффективных для применения на отдаленных и труднодоступных территориях.

Библиографический список

1. Еремеев П.Г. Металлические комбинированные конструкции покрытий // Вестник НИЦ Строительство. – 2019. – № 2 (21). – С. 30-40. – URL: https://vestnik.cstroy.ru/jour/article/view/19/19 (дата обращения: 14.05.2024).
2. Ибрагимов А.М., Гнедина Л.Ю., Долгушева В.В. Проблемы применения и проектирования арочных комбинированных систем // Вестник Поволжского государственного технологического университета. Сер. Материалы. Конструкции. Технологии. – 2021. – № 2. – С. 25-35. – URL: https://elibrary.ru/item.asp?id=46513205 (дата обращения: 14.05.2024).

3. Active bending, a review on structures where bending is used as a self-formation process / J. Lienhard, H. Alpermann, C. Gengnagel, J. Knippers // International Journal of Space Structures. – 2013. – Vol. 28. – № 3-4. – P. 187-196. DOI: 10.1260/0266-3511.28.3-4.187.
4. Shaping tension structures with actively bent linear elements / T.V. Mele, L. De Laet, D. Veenendaal, M. Mollaert, P. Block // International Journal of Space Structures. – 2013. – Vol. 28. – № 3–4. – P. 127-135. DOI: 10.1260/0266-3511.28.3-4.127.
5. Xia Z., Jiang T., Yu T. Innovating arch structures with fiber-reinforced polymer composites: a review // Advances in Structural Engineering. – 2023. –Vol. 26. – Issue 13. – P. 2341-2358. DOI: 10.1177/13694332231180373.
6. Numerical validation and optimization of hybrid composite beam hull using multiple failure criteria / M. El-Hefni, A.E.M. Ali Mohamed, A.K. Dessouki, A. Osman // Engineering Structures. – 2023. – Vol. 286. – Article №116139. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.116139.
7. Еремеев П.Г., Киселев Д.Б. Современные арочно-вантовые комбинированные конструкции // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2005. – № 9. – С. 11-16. URL: https://elibrary.ru/item.asp?id=32473819 (дата обращения: 14.05.2024).
8. Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния радиально-балочных куполов / А.М. Ундалов, С.В. Клюев, Л.С. Сабитов, А.В. Клюев // Инженерный вестник Дона. – 2022. – № 12 (96). – С. 521-530. – URL: http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n12y2022/8067 (дата обращения: 14.05.2024).
9. Comparison of the results of numerical and experimental studies of the design of a radial-beam dome with triangular membrane core-shells / L. Sabitov, S. Klyuev, A. Undalov, L. Mailyan etc. // Structures. – 2023. – Vol. 48. – P. 1118-1127. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.01.037.
10. Ундалов А.М. Исследование напряженно-деформированного состояния радиально-балочного купола с мембранной кровлей // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2015. – № 3 (33). – С. 70-77. – URL: https://izvestija.kgasu.ru/files/3_2015/3_2015.pdf (дата обращения: 14.05.2024).
11. Design and production of an experimental UHPFRC bending-active footbridge / C. Lázaro, C. Castro-Bugallo, J. Navarro-Gregori, E. Priego-de-los-Santos, P. Serna // Engineering Structures. – 2023. – Vol. 294. – Article №116742. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.116742.
12. An active-bending sheltered pathway based on bamboo strips for indoor temporary applications: design and construction / J. Wang, D. Shi, C. Zhou, Q. Zhang etc. // Engineering Structures. – 2024. – Vol. 307. – Article № 117863. DOI: 10.1016/j.engstruct.2024.117863.
13. Finite element modelling in integral design strategies of form- and bending-active hybrid structures / J. Lienhard, S. Ahlquist, A. Menges, J. Knippers // Structural Membranes 2013: Proc. of the VI International conference on textile composites and inflatable structures. Munich, Germany, 2013. – P. 39-50. – URL: https://upcommons.upc.edu /handle/2117/185342 (дата обращения: 14.05.2024).
14. Бережной Д.В., Сагдатуллин М.К., Саченков А.А. Расчет комбинированных конструкций методом конечных элементов // Научно-технический вестник Поволжья. – 2012. – № 4. – С. 13-16. – URL: https://ntvprt.ru/ru/archive-vypuskov (дата обращения: 14.05.2024).
15. Design of bending-active tied arches by using a multi-objective optimization method / J. Bessini, P. Shepherd, S. Monleón, C. Lázaro // Structures. – 2020. – Vol. 27. – P. 2319-2328. DOI: 10.1016/j.istruc.2020.07.045.

16. Optimization of cross-section of actively bent grid shells with strength and geometric compatibility constraints / B. D'Amico, A. Kermani, H. Zhang, P. Shepherd, C.J.K. Williams // Computers & Structures. – 2015. – Vol. 154. – P. 163-176. DOI: 10.1016/j.compstruc.2015.04.006.
17. Игнатьев А.В., Бочков М.И. Алгоритм расчета систем с односторонними связями с заменой реакций опор на силовые неизвестные // Инженерный вестник Дона. – 2019. – № 5 (56). – 7 с. – URL: http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n5y2019/5961 (дата обращения: 14.05.2024).
18. Бочков М.И. Определение напряженно-деформированного состояния систем с односторонними связями от кинематического смещения связей с помощью метода конечных элементов в форме классического смешанного метода // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер. Строительство и архитектура. – 2021. – № 4 (85). – С. 137-147. – URL: https://vgasu.ru/upload/files/science/sa_4_85_.pdf (дата обращения: 14.05.2024)
19. Lienhard J., Knippers J. Considerations on the scaling of bending-active structures // International Journal of Space Structures. – 2013. – Vol. 28. – № 3-4. – P. 137-147. DOI: 10.1260/0266-3511.28.3-4.137
20. Efficiency-based design of bending-active tied arches / J. Bessini, C. Lázaro, J. Casanova, S. Monleón // Engineering Structures. – 2019. – Vol. 200. – Article № 109681. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109681.
21. Habibi T., Rhode-Barbarigos L., Keller T. Fiber-polymer composites for permanent large-scale bending-active elastica beams // Composite Structures. – 2022. – Vol. 294. – Article № 115809. DOI: 10.1016/j.compstruct.2022.115809.
22. Habibi T., Rhode-Barbarigos L., Keller T. Short-term behavior of glass fiber-polymer composite bending-active elastica beam under service load application // Composite Structures. – 2024. – Vol. 337. – Article №118080. DOI: 10.1016/j.compstruct.2024.118080.
23. Чесноков А.В., Михайлов В.В., Долматов И.В. Определение формы верхнего пояса и исходных геометрических параметров комбинированной (bending-active) конструкции // Известия вузов. Строительство. – 2024. – № 3. – С. 30-45. DOI: 10.32683/0536-1052-2024-783-3-30-45.
24. FIBERLINE Composites: Download area for fiberglass. Design Manual: сайт. – URL: https://fiberline.com/design-manual (дата обращения: 14.05.2024).
25. Горев В.В. Металлические конструкции: в 3 т. Т. 2. Конструкции зданий. – М.: Высш. шк., 2002. – 528 с.
26. FIBERLINE Composites: FRP Square Tubes. Электронный каталог: сайт – URL: https://fiberline.com/products/c/profiles/square-tubes (дата обращения: 14.05.2024)
27. Materials for actively-bent structures / N. Kotelnikova-Weiler, C. Douthe, E.L. Hernandez, O. Baverel, C. Gengnagel, J.F. Caron // International Journal of Space Structures. – 2013. – Vol. 28. –№ 3-4. – P. 229-240. DOI: 10.1260/0266-3511.28.3-4.229.

References

1. Eremeev P.G. Metal hybrid structures of roofs. Bulletin of Science and Research Center of Construction. No. 2(21). 2019. Pp. 30-40. URL: https://vestnik.cstroy.ru/jour/article/view/19/19 (date of application: 14.05.2024)
2. Ibragimov A.M., Gnedina L.Yu., Dolgusheva V.V. Problems of application and design of arched combined systems. Bulletin of Volga state university of technology. Series:

Materials. Constructions. Technologies. No. 2. 2021. Pp. 25-35. URL: https://elibrary.ru/item.asp?id=46513205 (date of application: 14.05.2024)
3. Lienhard J., Alpermann H., Gengnagel C., Knippers J. Active bending, a review on structures where bending is used as a self-formation process. International Journal of Space Structures. Vol. 28. No. 3-4. 2013. Pp. 187-196. DOI: 10.1260/0266-3511.28.3-4.187
4. Mele T.V., De Laet L., Veenendaal D., Mollaert M., Block P. Shaping tension structures with actively bent linear elements. International Journal of Space Structures. Vol. 28. No. 3 and 4. 2013. Pp. 127-135. DOI: 10.1260/0266-3511.28.3-4.127
5. Xia Z., Jiang T., Yu T. Innovating arch structures with fiber-reinforced polymer composites: a review. Advances in Structural Engineering. Vol. 26. Issue 13. 2023. Pp. 2341-2358. DOI: 10.1177/13694332231180373
6. El-Hefni M., Ali Mohamed A.E.M., Dessouki A.K., Osman A. Numerical validation and optimization of hybrid composite beam hull using multiple failure criteria. Engineering Structures. Vol. 286. 2023. Article No. 116139. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.116139
7. Eremeev P.G., Kiselev D.B. Modern arch-cable combined structures. Installation and Special Works in Construction. No. 9. 2005. Pp. 11-16. URL: https://elibrary.ru/item.asp?id=32473819 (date of application: 14.05.2024)
8. Undalov A.M., Klyuev S.V., Sabitov L.S., Klyuev A.V. Experimental study of the stress-strain state of radial beam domes. Engineering journal of Don. No. 12(96). 2022. Pp. 521-530. http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n12y2022/8067 (date of application: 14.05.2024)
9. Sabitov L., Klyuev S., Undalov A., Mailyan L., Klyuev A., Fediuk R., Kashapov N., Akhtyamova L., Khezhev T., Zagidullin R. Comparison of the results of numerical and experimental studies of the design of a radial-beam dome with triangular membrane core-shells. Structures. Vol. 48. 2023. Pp. 1118-1127. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.01.037
10. Undalov A.M. Investigation of the stress-strain state of a radial-beam dome with a membrane roof. News of KSUAE. No. 3(33). 2015. Pp. 70-77. URL: https://izvestija.kgasu.ru/files/3_2015/3_2015.pdf (date of application: 14.05.2024)
11. Lázaro C., Castro-Bugallo C., Navarro-Gregori J., Priego-de-los-Santos E., Serna P. Design and production of an experimental UHPFRC bending-active footbridge. Engineering Structures. Vol. 294. 2023. Article No.116742. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.116742
12. Wang J., Shi D., Zhou C., Zhang Q., Li Z., Marmo F., Demartino C. An active-bending sheltered pathway based on bamboo strips for indoor temporary applications: design and construction. Engineering Structures. Vol. 307. 2024. Article No. 117863. DOI: 10.1016/j.engstruct.2024.117863
13. Lienhard J., Ahlquist S., Menges A., Knippers J. Finite element modelling in integral design strategies of form- and bending-active hybrid structures. Structural Membranes 2013: Proc. of the VI International Conference on Textile Composites and Inflatable Structures. Munich, Germany. 2013. Pp. 39-50. https://upcommons.upc.edu/handle/2117/185342 (date of application: 14.05.2024)
14. Berezhnoy D.V., Sagdatullin M.K., Sachenkov A.A. Analysis of combined structures by means of the finite element method. Scientific and Technical Bulletin of the Volga Region. No. 4. 2012. Pp. 13-16. URL: https://ntvprt.ru/ru/archive-vypuskov (date of application: 14.05.2024)
15. Bessini J., Shepherd P., Monleón S., Lázaro C. Design of bending-active tied arches by using a multi-objective optimization method. Structures. Vol. 27. 2020. Pp. 2319-2328. DOI: 10.1016/j.istruc.2020.07.045
16. D'Amico B., Kermani A., Zhang H., Shepherd P., Williams C.J.K. Optimization of cross-section of actively bent grid shells with strength and geometric compatibility constraints.

Computers and Structures. Vol. 154. 2015. Pp. 163-176. DOI: 10.1016/j.compstruc.2015.04.006
17. Ignat'ev A.V., Bochkov M.I. Algorithm for calculating systems with one-way connections with replacement of support reactions by force unknowns. Engineering Journal of Don. No. 5(56). 2019. 7 p. URL: http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n5y2019/5961 (date of application: 14.05.2024)
18. Bochkov M.I. Determination of the stress-strain state of systems with unilateral ties caused by kinematic displacement of ties using the finite element method in the form of a classical mixed method. Bulletin of the Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering. Series: Construction and Architecture. No. 4(85). 2021. Pp. 137-147. URL: https://vgasu.ru/upload/files/science/sa_4_85_.pdf (date of application: 14.05.2024)
19. Lienhard J., Knippers J. Considerations on the scaling of bending-active structures. International Journal of Space Structures. Vol. 28. No. 3-4. 2013. Pp. 137-147. DOI: 10.1260/0266-3511.28.3-4.137
20. Bessini J., Lázaro C., Casanova J., Monleón S. Efficiency-based design of bending-active tied arches. Engineering Structures. Vol. 200. 2019. Article No. 109681. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109681
21. Habibi T., Rhode-Barbarigos L., Keller T. Fiber-polymer composites for permanent large-scale bending-active elastica beams. Composite Structures. Vol. 294. 2022. Article No. 115809. DOI: 10.1016/j.compstruct.2022.115809
22. Habibi T., Rhode-Barbarigos L., Keller T. Short-term behavior of glass fiber-polymer composite bending-active elastica beam under service load application. Composite Structures. Vol. 337. 2024. Article No. 118080. DOI: 10.1016/j.compstruct.2024.118080
23. Chesnokov A.V., Mikhailov V.V., Dolmatov I.V. Determination of the top chord shape and the initial geometrical parameters of the bending-active structure. News of Higher Educational Institutions. Construction. No. 3. 2024. Pp. 30-45. DOI: 10.32683/0536-1052-2024-783-3-30-45
24. FIBERLINE Composites: Download area for fiberglass. Design Manual. URL: https://fiberline.com/design-manual (date of application: 14.05.2024)
25. Gorev V.V. Metal Structures. In 3 vols. Vol. 2. Building Structures. Moscow: Higher School. 2002. 528 p.
26. FIBERLINE Composites: FRP Square Tubes. Electronic catalog. URL: https://fiberline.com/products/c/profiles/square-tubes (date of application: 14.05.2024)
27. Kotelnikova-Weiler N., Douthe C., Hernandez E.L., Baverel O., Gengnagel C., Caron J.F. Materials for actively-bent structures. International Journal of Space Structures. Vol. 28. No. 3-4. 2013. Pp. 229-240. DOI: 10.1260/0266-3511.28.3-4.229

DETERMINATION OF THE CROSS-SECTION HEIGHT LIMIT OF THE TOP CHORD OF THE BENDING-ACTIVE STRUCTURE

A. V. Chesnokov[1], V. V. Mikhailov[2]

Lipetsk State Technical University [1,2]
Russia, Lipetsk

[1] PhD of Technical Sciences, Associate Professor of Building Manufacturing Department, Tel.: +7(4742) 328-074, e-mail: andreychess742@mail.ru
[2] Dr. of Technical Sciences, Professor, Head of Building Manufacturing Department, Tel.: +7(4742) 328-074, e-mail: mmvv46@rambler.ru

Problem statement. Development of bending-active building structures, which transform into the operational shape by means of high-strength cables tension and elastic deformation of the top chord flexible elements, helps to reduce transportation and installation costs, as well as to simplify assembling operations. At the same time, bending-active structures are characterized by complex behavior at the stage of transformation into the operational shape. Determination of their permissible parameters is an important task. The purpose of the present work is to develop the technique for finding the cross-section height limit of the top chord of the bending-active structure under the strength and stability conditions during transformation into the operational shape.

Results. Normal stress in the top chord and the critical force are expressed in terms of cross-sectional area to the moment of inertia ratio, as well as in terms of relative cable force of the bottom chord. The relative cable force is found given the boundary conditions imposed on the top chord operational shape. It is found that increase of the top chord bending stiffness results in the stresses growth at the stage of structural transformation. The strength and stability conditions for rectangular tubular elements are derived. The conditions allow finding the cross-section height limit given the wall thickness and the relative width.

Conclusions. The results obtained can be used to determine the scope of effective application of bending-active structures in terms of estimating the spans limit and choosing proper material for the top chord. The results of the work contribute to development of methods for analysis and design of hybrid building structures which are effective for use in remote and hard-to-reach areas.

Key words: hybrid building structure, bending-active system, transformable structure, fast assembled structure, operational shape, fiberglass rod, prestress.

DOI 10.36622/2219-1038.2024.42.3.007
УДК 624.21:533.6; 699.83

УЧЕТ РАЗВИТИЯ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ ПРИ РАСЧЕТЕ ЭФФЕКТИВНОЙ ШИРИНЫ ПОЯСА СТАЛЬНЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ

В. А. Козлов[1], А. В. Козлов[2], А. В. Козлова[3]

Воронежский государственный технический университет[1,2,3]
Россия, г. Воронеж

[1]Д-р физ.-мат. наук, зав. кафедрой строительной механики, тел.: +7(473)271-52-30, e-mail: vakozlov@cchgeu.ru
[2]Канд. техн. наук, доцент кафедры проектирования автомобильных дорог и мостов, тел: +7(473)271-52-30, e-mail: kozlov.a.v@inbox.ru
[3]Аспирант кафедры строительной механики, тел.: +7(473)271-52-30, e-mail: svirya_93@mail.ru

При выполнении расчетов с учетом допущения ограниченного развития пластических деформаций важно учитывать не только физическую нелинейность материала, но и влияние геометрии поперечного сечения элемента на ход развития пластических деформаций. Эффективная ширина плит должна быть учтена при расчетах прочности и выносливости сечений, а также при определении геометрических характеристик элементов расчетных схем, участвующих в расчетах по определению усилий и деформаций. В работе анализируется отечественный и зарубежный опыт решения этой задачи и даются комментарии по применению нормативной методики, описанной в СП 35.13330 и ГОСТ Р 59623.

Ключевые слова: металлические мостовые балки, пластические деформации, методики расчёта мостов.

Введение. В мостовых сооружениях, как правило, элементы пролетных строений выполняются стальными. При этом в большинстве случаев для мостов со сплошными балками это симметричные относительно одной оси сечения типа двутавра с широким верхним поясом, предст авляющим собой участки ортотропной плиты проезжей части (коробчатое сечение при расчете на изгиб может быть приведено к соответствующему двутавровому). Сама по себе степень несимметричности сечения влияет на характер распределения напряжений (для сечений, симметричных относительно двух осей, возможно допущение развития пластических деформаций в меньшем объеме, чем для сечений с одной осью симметрии (напр имер, та вра)). Для прочностных расчетов это учтено введением коэффициента формы κ_1. Алгоритм оценки пластической работы сечения с учетом как физических свойств стали, так и геометрических характеристик сечения описан в [1].

Другим важным вопросом для сечений двутаврового или коробчатого типов является эффект сдвигового запаздывания (эффект задержки сдвига, эффект запаздывания касательных напряжений), возникающий в широких поясах несимметричных двутавров пролетных строений стальных мостов. Данный эффект набл юдается не только в стальных сечениях, но и в железобетонных: с тенка ввиду своих геометрических размеров не может равномерно передавать напряжение на всю ширину прилегающей полки. Эта особенность должна быть учтен а, в числе прочего, при определении геометр ических характеристик элементов расчетных схем, участвующих в расчетах по первой и второй группам предельных состояний. При изгибе балок верхние и нижние широкие пояса (плиты) моста включаются в работу совместно со стенками только за счет передачи касатель ных напряжений со стенок на

© Козлов В. А., Козлов А. В., Козлова А. В., 2024

плиты. Поэтому нормальные напряжения в плите вблизи стенок, как правило, больше, чем на краях. Общий характер распределения показан на рис. 1. Авторами проведено исследование влияния на данный эффект степени развития пластических деформаций.

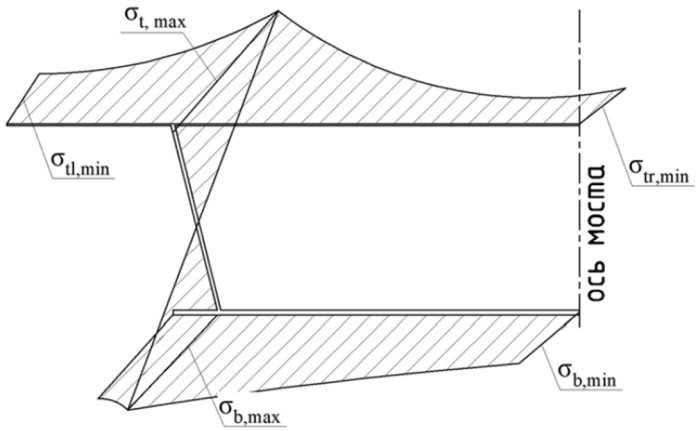


Рис. 1. Общий характер фактического распределения напряжения по сечению

Отечественный подход к учету эффекта сдвигового запаздывания. Неравномерность распределения напряжений в полках по ГОСТ Р 59623 и СП 35.13330 учитывается путем вычисления эффективной ширины плиты через коэффициент редукции. Под коэффициентом редукции понимают отношение эффективной ширины пояса b_{ef} с условными равномерно распределенными напряжениями к полной ширине участков пояса b. При этом b – ширина участка пояса, заключенная в рассматриваемом сечении между точками с максимальными напряжениями или между такой точкой и краем пояса (см. рис. 2), эффективная ширина пояса определяется эпюрой нормальных напряжений в полке: $b_{ef} = A_{эпюры} / \sigma_{max}$.

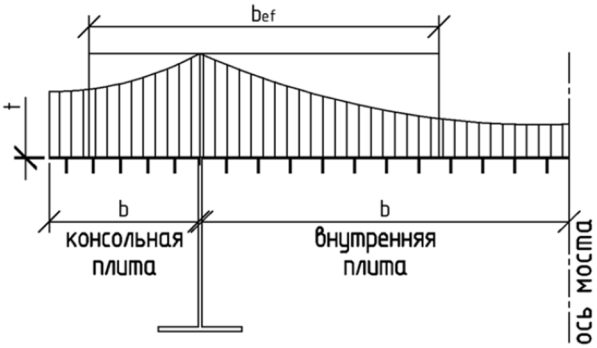


Рис. 2. Иллюстрация к определению коэффициента редукции при упругой работе материала

При переходе от упругой работы сечения к упруго-пластической площадь эпюры будет становиться все больше с ростом пластических деформаций. При этом максимальное напряжение будет оставаться постоянным, равным пределу текучести стали σ_{max}=const=R_y. Геометрические характеристики и, соответственно, жесткость элементов с допущением пластических деформаций будут больше, поэтому расчет без учета ограниченной пластической деформации (только в упругой стадии) не всегда можно считать расчетом «в запас» в статически неопределимых системах.

В действующих нормативных документах (СП 35.13330 и ГОСТ Р 59623) нет прямого указания на величину, ограничивающую развитие пластических деформаций. При этом определять значение коэффициентов редукции предлагается по соотношению минимального и максимального напряжений на данном участке пояса шириной b_i,

полученных в результате пространственных расчетов в предположении работы конструкции в упругой стадии.

Редукционный коэффициент в упругопластической стадии может быть определен по формуле, приведенной в п. 7.2 [2]:

$$v = 1 - \frac{2}{3}\sqrt{\frac{R_y - \sigma_{min}}{R_y - \sigma_{min} + E\varepsilon_{pl}}}\left(1 - \frac{\sigma_{min}}{R_y}\right), \quad (1)$$

где $\sigma_{min} = \frac{R_y + E \cdot \varepsilon_{pl}}{\alpha} \leq R_y, \quad \alpha = \frac{\sigma^*_{max}}{\sigma^*_{min}}$.

На рис. 3 и в табл. 1 приведены зависимости изменения коэффициентов редукции v, вычисленных по формуле (1), от отношения минимальных упругих напряжений к максимальным.

Графики построены для сталей с пределом текучести 325-390 МПа, при применении которых допускается ограниченное развитие пластических деформаций. Из графиков видно, что методика расчета эффективной ширины плиты, изложенная в СП 35.13330 и ГОСТ Р 59623, предполагает развитие пластических деформаций до ε_{pl} = 0,0006.

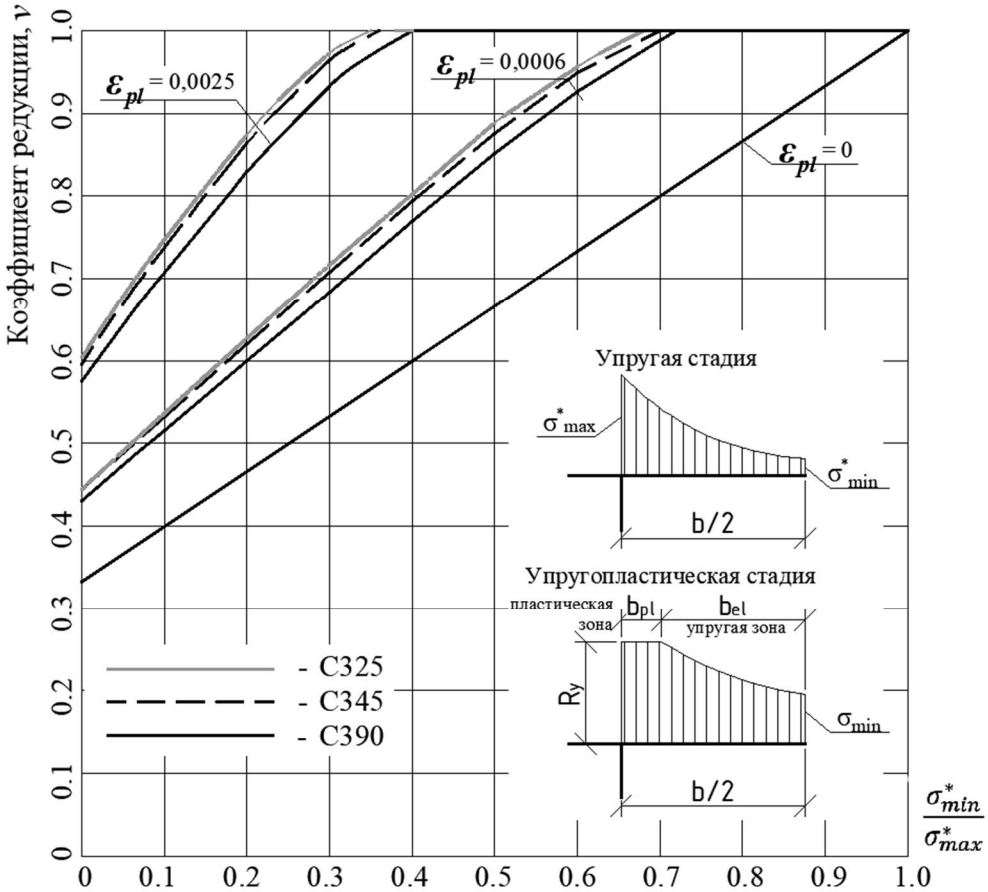


Рис. 3. Коэффициенты редукции при различном развитии пластических деформаций (в соответствии с отечественными нормативными документами)

Таблица 1

Значения коэффициента редукции по СП 35.13330 и ГОСТ Р 59623

$\frac{\sigma^*_{min}}{\sigma^*_{max}}$	1.0	0.7	0.5	0.33	0.25	0.20	0.10	0
ν	1	1	0.85	0.72	0.65	0.60	0.52	0.43

Зарубежный подход к учету эффекта сдвигового запаздывания. Учет эффекта сдвигового запаздывания описан в п 3.2 – 3.3 EN 1993-5-2009 и реализован также через редуцирующий коэффициент.

В зависимости от формы и характера эпюры усилий величина коэффициента редукции υ, как правило, различна по длине пролета. В EN 1993-5-2009 приведены рекомендации по определению коэффициента редукции на разных участках неразрезных балок по длине моста (см. табл. 2 и рис. 4, 5). Если смежные пролеты отличаются не более чем на 50% или длина консолей составляет не более 50% примыкающего пролета, то эффективную длину L_e допускается определять согласно рис. 5. В других случаях L_e оценивают как расстояние между двумя нулевыми точками действующих моментов

Таблица 2

Коэффициент редукции в соответствии с EN 1993-5-2009

$k = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}} \cdot b_0/L_e$	Местоположение	Значение коэффициента редукции ν
k ≤ 0,02		ν = 1,0
0,02 < k ≤ 0,70	В пролете балки	$\nu = \nu_1 = \frac{1}{1+6{,}4k^2}$
	У опоры балки	$\nu = \nu_2 = \frac{1}{1+6{,}0\cdot\left(k-\frac{1}{2500k}\right)+1{,}6k^2}$
>0,70	В пролете балки	$\nu = \nu_1 = \frac{1}{5{,}9k}$
	У опоры балки	$\nu = \nu_2 = \frac{1}{8{,}6k}$
	Концевая опора балки	$\nu_0 = (0{,}55+0{,}025/k)\cdot \nu_1$, $\nu_0 < \nu_1$
	Консоль балки	$\nu = \nu_2$
П р и м е ч а н и е – A_{sl} – площадь сечения всех продольных элементов жесткости.		

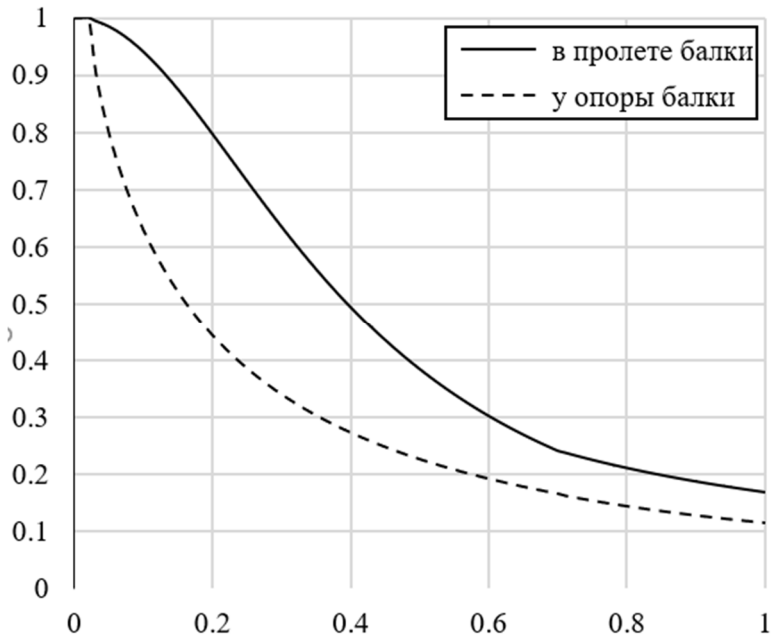


Рис. 4. Коэффициенты редукции при различном положении сечения и геометрических характеристиках в соответствии с EN 1993-5-2009

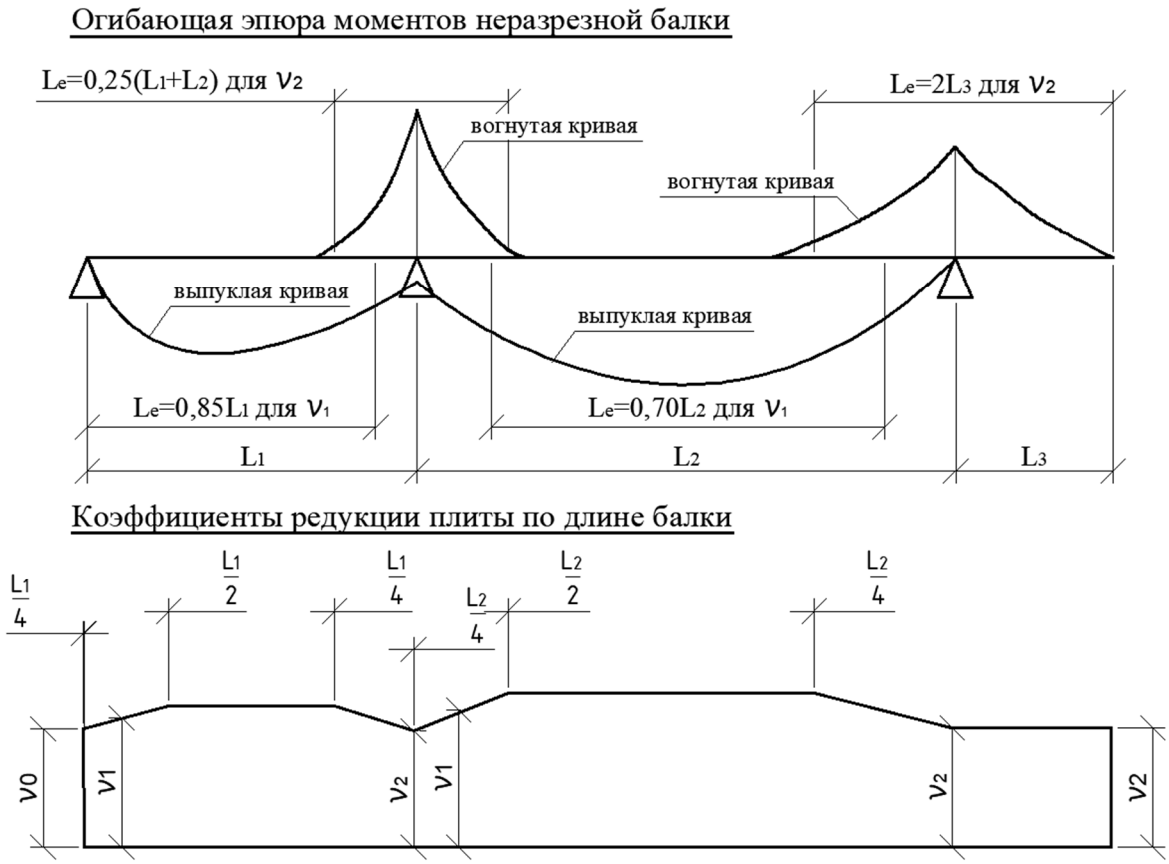


Рис. 5. Рекомендуемая схема к выделению зон с различными коэффициентами редукции ν_i по длине пролетного строения

Пример расчета редуцированного сечения и анализ результатов

Для анализа эффекта запаздывания напряжений рассмотрены два типа поперечных сечений стального пролетного строения:

- модель 1 с двутавровыми балками и ортотропной плитой настила (рис. 6);
- модель 2 с коробчатой балкой и ортотропными плитами (рис. 7).

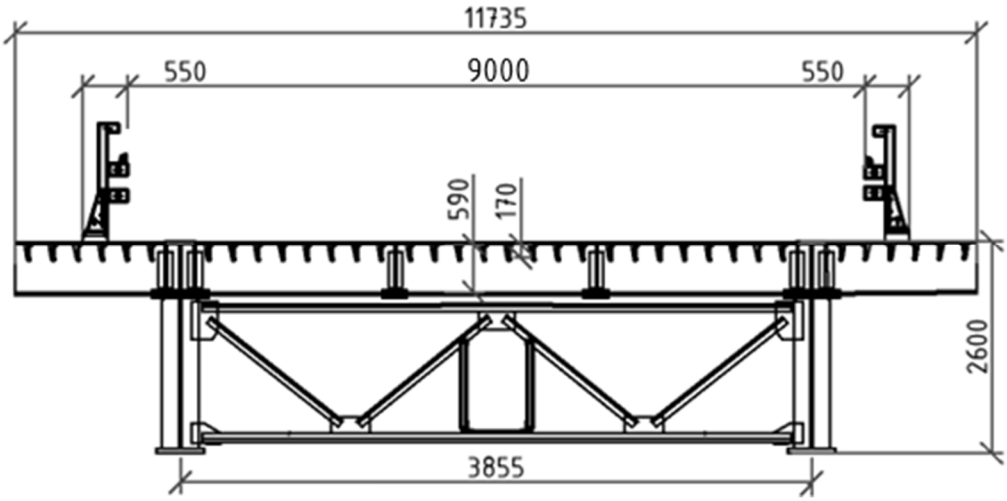


Рис. 6. Поперечное сечение стального пролетного строения с двутавровыми балками высотой 2,6 м, объединенными ортотропной плитой настила

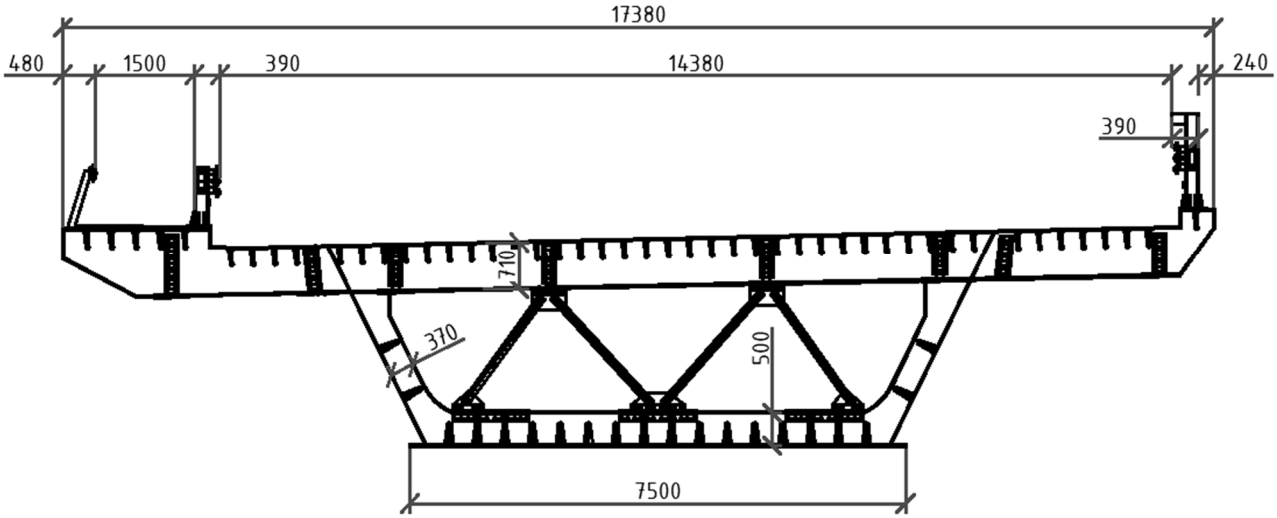


Рис. 7. Поперечное сечение стального коробчатого пролетного строения высотой 3,1 м, содержащее блоки ортотропных плит

Расчет напряжений выполнен методом конечных элементов. При этом для сечения с двутавровыми балками анализ произведен для верхнего пояса, а для коробчатого сечения – для нижней ортотропной плиты. В качестве примера принята сталь 10ХСНД по ГОСТ 6713. Свойства стали с учетом нелинейной работы материала определены билинейной диаграммой деформирования стали, размер площадки текучести зависит от ограничения допустимых пластических деформаций.

Для определения отношения $\frac{\sigma^*_{min}}{\sigma^*_{max}}$ важна качественная, а не количественная картина, поэтому величина нагрузки не имеет значения, можно выполнить расчет на собственный вес конструкции в упругой стадии. Следует отметить, что действующие нормы рекомендуют при любых нарушениях регулярности конструкции, а также в случае приложения сосредоточенных сил значение коэффициента определять прямым расчетом (в данном случае, по всей видимости, речь не идет о нагрузке от тележек транспортных средств, а, например, о нагрузке от крепления ванта).

Общий вид расчетных схем с мозаикой напряжений представлен на рис. 8-9.

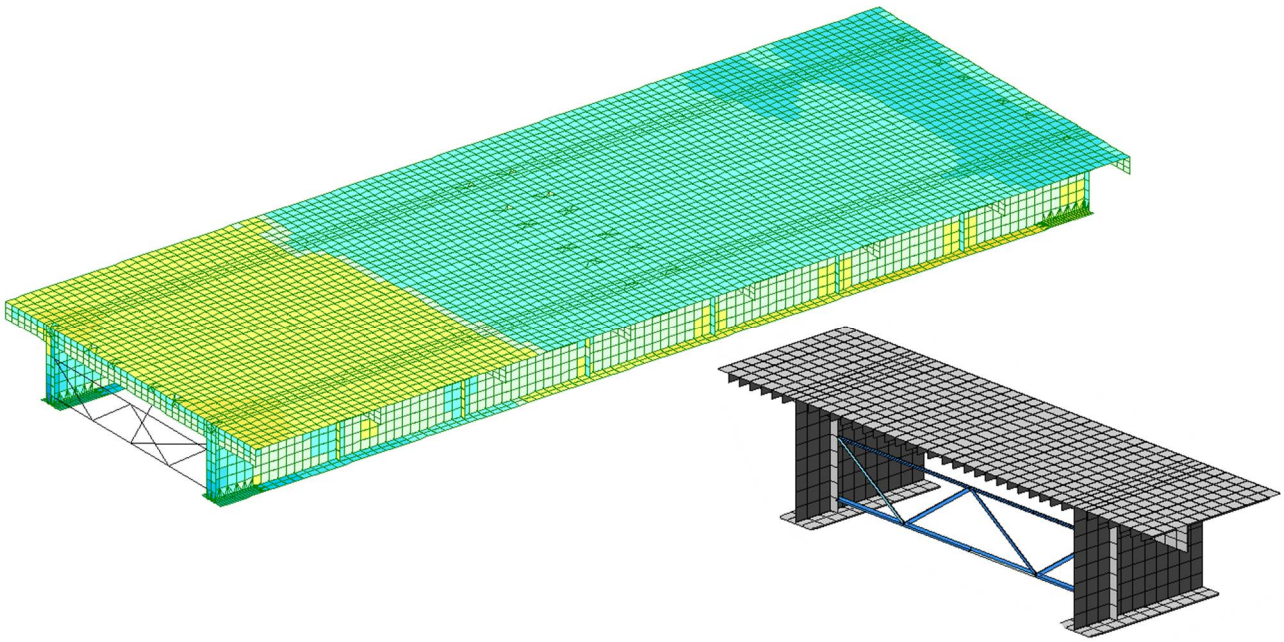


Рис. 8. Визуализация расчетной модели пролетного строения с двутавровыми балками (фрагмент)

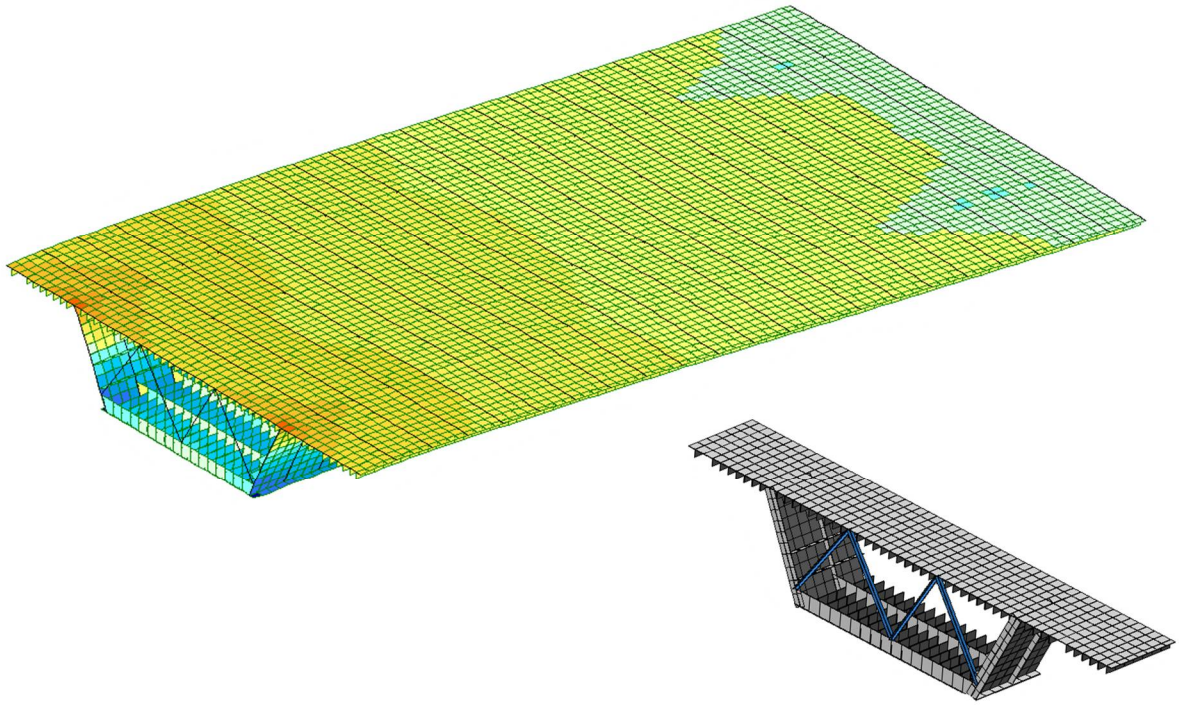


Рис. 9. Визуализация расчетной модели коробчатого пролетного строения (фрагмент)

В линейной постановке расчет эффективной ширины пояса выполнялся по двум независимым методикам: по диаграммам с рис. 3 и прямым делением площади эпюры напряжений на максимальное напряжение

$$b_{ef} = \frac{A_\sigma}{\sigma_{max}} \quad (2)$$

Таблица 3

Результаты расчета эффективной ширины пояса в линейной постановке

№ модели	$A_{факт}$	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{min}/\sigma_{max}$	ν	b_{ef}(граф)	b_{ef}(теор)	Δ, %
Модель 1	7019	1302	1093	0,839	0,893	5,391	5,358	0,626
Модель 2	93140	34153	20946	0,613	0,742	2,727	2,783	-2,040

Примечания

1 $A_{факт}$ – площадь эпюры нормальных напряжений рассматриваемого пояса;

2 σ_{max}, σ_{min} – максимальное и минимальное напряжения в рассматриваемом поясе;

3 ν – коэффициент редукции (подобран по прямой εpl=0 графика на рис. 3 данной статьи, а не по табл. 1);

4 b_{ef} - эффективная ширина рассматриваемого пояса, полученная по двум методикам;

5 Δ - разница между расчетами по двум описанным методикам, выраженная в процентах.

Расчет в нелинейной постановке позволяет учесть увеличение площади эпюры нормальных напряжений при развитии пластических деформаций.

Таблица 4

Результаты расчета эффективной ширины пояса в нелинейной постановке

№ модели	$A_{факт}$	σ_{max}	σ_{min}	$\sigma_{min}/\sigma_{max}$	ν	b_{ef}(граф)	b_{ef}(теор)	Δ, %
Модель 1	68617	12300	10910	0,887	1,000	5,579	6,000	-7,553
Модель 2	109578	35204	23743	0,674	0,978	3,113	3,667	-17,823

Примечание – при учете нелинейных свойств стали расчет с подбором коэффициента в зависимости от соотношения минимального и максимального напряжений в поясе ведется по кривой εpl=0,0006 графика на рис. 3 и по табл. 1.

Подход, описанный в EN 1993-5-2009, предполагает большую разницу в значениях коэффициента редукции и, соответственно, эффективной ширины пояса в сечении, расположенном в середине пролета или над опорой. Для модели №2 по результатам расчетов k = 0.120, ν =0.969, b_{ef} = 3.64 наблюдаем совпадение с расчетом по отечественным нормам. Результаты для модели №1 приведены в табл. 5.

Таблица 5

Сравнение результатов расчета эффективной ширины пояса по отечественным и зарубежным нормам

Положение сечения	согласно СП 35.13330					согласно EN 1993-5-2009		
	b_{ef}(граф)	ν (ε=0)	b_{ef}(теор. ε=0)	ν (ε=0.0006)	b_{ef}(теор. ε=0.0006)	k	ν	b_{ef}
в пролете балки	5,391	0,893	5,358	1,00	6	0,316	0,610	3,661
у опоры балки	4,470	0,717	4,303	0,92	5,518		0,328	1,968

Для оценки эффективности учета допущения развития ограниченных пластических деформаций вычислены моменты сопротивления сечения двух типов – табл. 6.

Таблица 6

Сравнение результатов расчета момента сопротивления при вычисленных b_{ef}, см^3

№ модели\величина момента сопротивления	0%	0,06%
Модель 1(верхняя ортотропная плита)	262525	295859
Модель 2 (нижняя ортотропная плита)	310928	365991

Таким образом пластический момент сопротивления больше упругого на 12,7 % для модели 1 и на 17,7% для модели 2.

Выводы

1. На величину коэффициента редукции и, соответственно, эффективную ширину пояса балки пролетного строения стального моста влияет большое число факторов:
   - геометрические параметры сечения;
   - величина допустимых пластических деформаций;
   - прочность стали;
   - местоположение сечения по длине моста;
   - характер приложенной нагрузки.
2. Чем больше ширина полки, чем больше по площади и количеству продольных ребер жесткости (стрингеров) рассматриваемого пояса, тем сильнее редуцируется полка в расчетах.
3. Допущение пластических деформаций приводит к увеличению эффективной ширины пояса. Но в сечениях с большим коэффициентом асимметрии, как правило, текучесть односторонняя. В широком поясе, для которого и вычисляется редуцированная эффективная ширина, допускается работа только в упругой стадии (например, для схемы сечения на рис. 2 работа верхнего пояса в упруго-пластической стадии практически невозможна, т.к. текучесть начнется в нижнем поясе с меньшим моментом сопротивления). Поэтому вызывает сомнения справедливость применения в таких случаях нормативной методики (рис. 3, табл. 1 настоящей статьи) с вычислением коэффициента редукции при ε_{pl}=0,0006, на наш взгляд, для поясов с бóльшим моментом сопротивления сильно ассиметричных сечений корректнее вычислять коэффициенты редукции при ε_{pl}=0.
4. Увеличение прочности стали (повышение класса) приводит к уменьшению коэффициента редукции и, соответственно, эффективной ширины.
5. Эффективная ширина полки в приопорном сечении меньше, чем в сечении, находящемся в середине пролета.
6. Если к поясу балки приложены сосредоточенные нагрузки, использование нормативной методики не допускается, рекомендуется определять величину редукции прямым расчетом, основанным на форме эпюры нормальных напряжений. Предполагается, что нагрузка от транспортных средств не является сосредоточенной, т.к. обычно перераспределяется за счет слоев дорожной одежды и в целом является условно осредненной. Однако в классических расчетных схемах предусмотренные нормами нагрузки АК и НК прикладываются в виде штамповой нагрузки с сосредоточенной силой в месте отпечатка каждого колеса, что исказит результаты. Поэтому важно определять соотношение $\sigma_{min}/\sigma_{max}$ на основании расчетной схемы с равномерно распределенной нагрузкой (например, от собственного веса конструкций).

Библиографический список

1. Козлов В.А., Козлова А.В., Резунов А.В. Методика расчета мостовых конструкций с учетом упруго-пластической работы стали // Строительная механика и конструкции. – 2024. – №2 (41). – С. 74-83.
2. Потапкин А.А. Проектирование стальных мостов с учетом пластических деформаций. – М.: Транспорт, 1984.
3. Корнеев М.М. Стальные мосты. Теоретическое и практическое пособие по проектированию мостов. – Киев: Академпрес, 2010.

4. Белый Г.И., Гарипов А.И. Запредельные НДС в поперечных сечениях элементов стальных конструкций // Вестник гражданских инженеров. – 2022. – №4. – С.16-30.
5. Белый Г.И., Гарипов А.И. Запредельная несущая способность стержневых элементов стальных конструкций после потери общей устойчивости // Вестник гражданских инженеров. – 2022. – №5. – С. 5-19.
6. 3-D finite element analysis on shear lag effect in composite box girderwith corrugated steel web / W.Q. Wu, S. Wan, J.S. Ye, T.Y. Fang // J China Civil Eng.– 2004. – Vol. 37. – P. 31-34.
7. Li L., Peng K., Wang W. Theoretical and experimental study on shear lag effect of composite box girder with corrugated steel webs // J Highway Transport Res Dev. – 2009. – Vol. 26. – P. 78-83.
8. Variational principle of shear lag effect of composite box girders with corrugated steel webs / W. Ji, P. Lin, S. Liu, L. Wang // J Lanzhou Jiaotong Univ. – 2010. – Vol. 29. – P. 16-19.
9. Closed-form solution to thin-walled box girders considering effects of shear deformation and shear lag / W. Zhou, L. Jiang, Z. Liu, X. Liu // J Cent South Univ. – 2012. – Vol. 19. – P. 2650-2655.
10. Jiang R.J., Xu T.H., Wu Q.M. Effective flange width for composite box girder with corrugated steel webs // Proceedings of the 2016 World Congress on Advances in Civil Environmental and Materials Research (ACEM16). – Jeju, Korea, 2016.

References

1. Kozlov V.A., Kozlova A.V., Rezunov A.V. Methodology for calculating bridge structures taking into account the elastic-plastic performance of steel. Construction Mechanics and Structures. No. 2(41). 2024. Pp. 74-83.
2. Potapkin A.A. Design of steel bridges taking into account plastic deformations. M.: Transport, 1984.
3. Korneev M.M. Steel bridges. Theoretical and practical manual for bridge design. Kyiv: Akadempress, 2010.
4. Bely G.I., Garipov A.I. Extreme stress-strain state in cross-sections of steel structure elements. Bulletin of Civil Engineers. No. 4. 2022. Pp. 16-30.
5. Bely G.I., Garipov A.I. Ultimate bearing capacity of rod elements of steel structures after loss of general stability. Bulletin of Civil Engineers. No. 5. 2022. Pp. 5-19.
6. Wu W.Q., Wan S., Ye J.S., Fang T.Y. 3-D finite element analysis on shear lag effect in composite box girder with corrugated steel web. J. China Civil Eng. Vol. 37. 2004. Pp. 31-34.
7. Li L., Peng K., Wang W. Theoretical and experimental study on shear lag effect of composite box girder with corrugated steel webs. J Highway Transport Res Dev. 2009. Vol. 26. Pp. 78-83.
8. Ji W., Lin P., Liu S., Wang L. Variational principle of shear lag effect of composite box girders with corrugated steel webs. J Lanzhou Jiaotong Univ. Vol. 29. 2010. Pp. 16-19.
9. Zhou W., Jiang L., Liu Z., Liu X. Closed-form solution to thin-walled box girders considering the effects of shear deformation and shear lag. J Cent South Univ. Vol. 19. 2012. Pp. 2650-2655.
10. Jiang R.J., Xu T.H., Wu Q.M. Effective flange width for composite box girder with corrugated steel webs. Proceedings of the 2016 World Congress on Advances in Civil Environmental and Materials Research (ACEM16). Jeju, Korea, 2016.

ACCOUNTING FOR THE DEVELOPMENT OF PLASTIC DEFORMATIONS IN CALCULATION OF THE EFFECTIVE WIDTH OF THE BELT OF STEEL BEAMS OF BRIDGE SPAN STRUCTURES

V. A. Kozlov[1], A. V. Kozlov[2], A. V. Kozlova[3]

Voronezh State Technical University[1,2,3]
Russia, Voronezh

[1]Dr. of Physical and Mathematical Sciences, Head of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(473)2715230, e-mail: vakozlov@cchgeu.ru
[2]PhD of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Design of Highways and Bridges, Tel.: +7(473)2715230, e-mail: kozlov.a.v@inbox.ru
[3]Postgraduate Student of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(473)2715230, e-mail: svirya_93@mail.ru

When performing calculations taking into account the assumption of limited development of plastic deformations, it is important to consider not only the physical nonlinearity of the material, but also the influence of the geometry of the cross-section of the element on the course of development of plastic deformations. The effective width of the slabs should be taken into account when calculating the strength and endurance of sections, as well as when determining the geometric characteristics of the elements of the design schemes involved in the calculations to determine the forces and deformations. The paper analyzes domestic and foreign experience in solving this problem and provides comments on the application of the normative methodology described in Set of Rules 35.13330 and Federal Standard R 59623.

Keywords: metal bridge beams, plastic deformations, bridge calculation methods.

DOI 10.36622/2219-1038.2024.42.3.008
УДК 624.04

ВЛИЯНИЕ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ НА ЭФФЕКТИВНОСТЬ СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩЕГО СКОЛЬЗЯЩЕГО ПОЯСА В УРОВНЕ ФУНДАМЕНТА

О. В. Мкртычев[1], С. Р. Мингазова[2]

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет[1,2]
Россия, г. Москва

[1]Д-р техн. наук, заведующий кафедрой «Сопротивление материалов», тел.: +7(499)183-34-83, e-mail: MkrtychevOV@mgsu.ru
[2]Аспирант кафедры «Сопротивление материалов», тел.: +7(910)013-31-50, e-mail: salima.mingazova@yandex.ru

Разработана методика расчета монолитного железобетонного здания с сейсмоизолирующим скользящим поясом при действии землетрясения с помощью прямого динамического метода. Разработана расчетная модель системы здание-сейсмоизоляция-фундамент-основание, описывающая ее реальную работу при действии сейсмической нагрузки. Проведены исследования реакции монолитного железобетонного девятиэтажного здания с сейсмоизолирующим скользящим поясом в уровне фундамента с фторопластовыми пластинами и упругим ограничителем горизонтальных перемещений при действии наиболее неблагоприятной акселерограммы землетрясения при различных грунтовых условиях (песок средней плотности, суглинки, крупнообломочные грунты) с использованием программного комплекса *LS-DYNA*. Получены графики относительных перемещений первого этажа здания; графики интенсивности напряжений наиболее нагруженного этажа здания; графики абсолютного ускорения точки верха здания; картина с изополями интенсивности напряжений всего здания и первого этажа; таблицы основных результатов и сравнительная.

Полученные результаты численных исследований реакции монолитного железобетонного многоэтажного здания с сейсмоизолирующим скользящим поясом в уровне фундамента при землетрясении с учетом грунтового основания свидетельствуют об эффективности применения данного вида сейсмоизоляции. Рассмотренный способ сейсмозащиты позволяет значительно снизить сейсмическое воздействие на конструкцию, уменьшив риск повреждений и разрушений. Благодаря своей практичности и относительно невысоким затратам на установку и обслуживанию сейсмоизолирующий скользящий пояс является экономически выгодным решением для защиты зданий в сейсмоопасных районах.

Ключевые слова: сейсмоизоляция, сейсмоизолирующий скользящий пояс, фторопласт, прямой динамический метод, землетрясение, грунтовое основание.

Введение. Сейсмическая активность является одним из самых опасных природных явлений, способным нанести значительный ущерб зданиям и сооружениям, а также привести к большим человеческим жертвам. В связи с этим разработка и применение эффективных методов сейсмоизоляции является актуальной задачей, направленной на снижение сейсмического воздействия на здания и сооружения и обеспечение безопасности объектов [1-8].

Существующие методы сейсмоизоляции включают в себя использование различных типов изолирующих элементов: резиновых опор, фрикционных демпферов, скользящих опор и др. Выбор конкретного метода сейсмоизоляции зависит от ряда факторов, включая тип здания, геологические условия, сейсмичность района.

Эффективным и сравнительно простым методом сейсмоизоляции является применение сейсмоизолирующего скользящего пояса в уровне фундамента (рис. 1).

© Мкртычев О. В., Мингазова С. Р., 2024

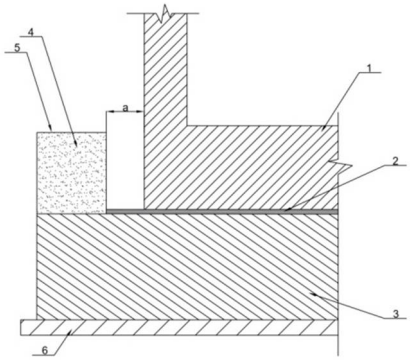


Рис. 1. Схема устройства сейсмоизолирующего скользящего пояса в уровне фундамента с фторопластовыми пластинами: 1 - верхняя часть фундамента; 2 - компонент минимизации трения; 3 - нижняя часть фундамента; 4 - ограничитель горизонтальных перемещений (песок крупный); 5 - гидроизоляция; 6 - бетонная подготовка

Исследованию работы сейсмозащиты, основанной на сейсмоизоляции, посвящены труды многих специалистов в области сейсмостойкого строительства [9-12]. Тем не менее для данного вида сейсмоизоляции отсутствуют в необходимом объеме расчетные обоснования, что ограничивает его применение.

Линейно-спектральный метод, используемый в отечественных и зарубежных нормативных документах, в определенных случаях не позволяет получить достоверные результаты о работе зданий и сооружении при действии интенсивного землетрясения. Из существующего опыта проектирования и анализа последствий прошедших землетрясений следует, что внешнее сейсмическое воздействие должно учитывать параметры самой конструкции и быть наиболее неблагоприятным для здания. При проведении расчетов в более строгой постановке задача усложняется тем, что необходимо учитывать нелинейность (физическую, геометрическую, конструктивную) работы надземной части здания и грунта основания. Для решения таких сложных задач применяется прямой динамический метод расчета, основанный на прямом интегрировании уравнения движения. Этот метод позволяет получить решение во временной области и более точно учитывать нелинейные эффекты. Для проведения подобных вычислений необходимо наличие современных программных комплексов (ПК) и мощных вычислительных систем.

Одним из таких ПК, позволяющих решать сложные нелинейные задачи механики быстропротекающих процессов, является *LS-DYNA*. В данном ПК реализованы явные и неявные схемы интегрирования уравнения движения и большая библиотека материалов. *LS-DYNA* является верифицированным и апробированным ПК [13-18].

Методика расчета. Рассмотрим работу монолитного железобетонного здания с сейсмоизолирующим скользящим поясом в уровне фундамента с упругим ограничителем горизонтальных перемещений при различных грунтовых условиях (рис. 2, 3).

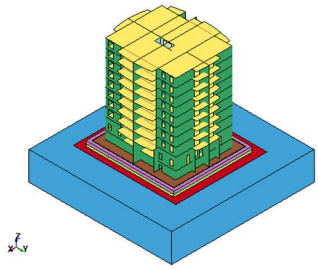


Рис. 2. Расчетная схема здания с сейсмоизоляцией и упругим ограничителем горизонтальных перемещений на грунтовом основании

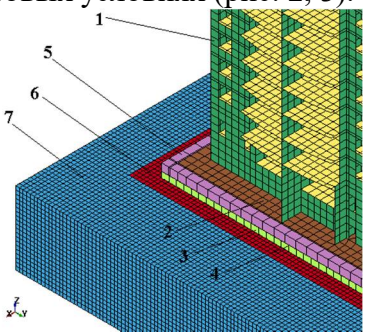


Рис. 3. Фрагмент расчетной схемы с конечно-элементной сеткой: 1 - здание; 2 - верхний фундамент; 3 - нижний фундамент; 4 - компонент минимизации трения (*PTFE+PTFE)*; 5 - упругий ограничитель горизонтальных перемещений (песок); 6 - грунт; 7 - грунт с *PML*-слоем

Исходные данные исследуемого здания приведены в [19]. В качестве внешнего сейсмического воздействия была приложена двухкомпонентная акселерограмма внешнего сейсмического воздействия по оси *X, Y* с доминантной частой 1,04 Гц и 0,83 Гц соответственно.

В качестве компонента минимизации трения использовалась работа фторопласта по фторопласту с коэффициентом трения μ=0,05. В качестве упругого ограничителя горизонтальных перемещений использовался уплотненный песок, который окаймляет боковые грани верхнего фундамента с зазором 15 см. Высота и ширина слоя песка составляет 1 м.

Расчет производился прямым динамическим методом в ПК *LS-DYNA* с помощью явных схем прямого интегрирования уравнения движения. При расчете была принята нелинейная модель бетона и упругая модель песка [20].

Метод взаимодействия основания с сооружением был реализован с применением модуля *SSI* (*soil-structure interaction*) в программном комплексе *LS-DYNA* [21]. При моделировании грунтов основания была принята упругопластическая модель Мора-Кулона.

При умеренных статических нагрузках в качестве критерия перехода грунта в пластическое состояние можно применять линейное соотношение, которое выражает закон Кулона для грунтов:

$$|\tau_n| = c + tg\varphi \cdot \sigma_n, \tag{1}$$

где τ_n – касательное напряжение на элементарной площадке с нормалью *n*, при достижении которого будет происходить разрушение грунта;

σ_n – эффективное нормальное напряжение на элементарной площадке с нормалью *n*;

c – дренированные силы удельного сцепления;

φ – угол внутреннего трения грунта.

Обобщив критерий Кулона (1) для случая трехмерного напряженно-деформированного состояния (НДС), получим условие текучести:

$$\left.\begin{aligned} |\sigma_1 - \sigma_2| &= (2c \cdot ctg\varphi - \sigma_1 - \sigma_2) \cdot \sin\varphi \\ |\sigma_2 - \sigma_3| &= (2c \cdot ctg\varphi - \sigma_2 - \sigma_3) \cdot \sin\varphi \\ |\sigma_3 - \sigma_2| &= (2c \cdot ctg\varphi - \sigma_3 - \sigma_1) \cdot \sin\varphi \end{aligned}\right\}. \tag{2}$$

Уравнение (2) в пространстве главных напряжений образует поверхность текучести в виде шестигранной пирамиды (рис. 4).

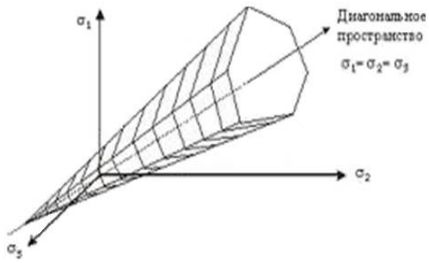


Рис. 4. Поверхность текучести по критерию Мора-Кулона

Ось этой пирамиды совпадает с гидростатической осью, а вершина находится в точке с координатами {*c ctgφ; c ctgφ; c ctgφ*}.

При проведении исследования рассмотрим следующие варианты грунтового основания: вариант 1 – песок средней крупности (II категория грунтов), вариант 2 – суглинки (III категория грунтов), вариант 3 – крупнообломочные грунты (I категория грунтов). Физико-механические характеристики грунтов приведены ниже (табл. 1).

Таблица 1

Физико-механические характеристики грунтов

№ п/п	Наименование	Песок средней плотности	Суглинки	Крупнообломочные грунты
1	Плотность ρ, [кг/м^3]	1600	1800	2440
2	Нормативное значение удельного сцепления C_n, [кПа]	2	18	3200
3	Угол внутреннего трения φ_n, [град]	38 (31)*	19 (12)*	33 (26)*
4	Модуль деформации *E*, [МПа]	40 (320)*	11 (88)*	3200
5	Коэффициент Пуассона, ν	0,3	0,35	0,27

**Примечание*: в скобках приведены динамические значения.

Приняты следующие значения интенсивности землетрясения по шкале *MSK*-64 для рассматриваемых грунтов: для грунтов I категории – 7 баллов; для грунтов II категории – 8 баллов; для грунтов III категории – 9 баллов.

Результаты исследования

Результаты исследования работы монолитного железобетонного здания с сейсмоизолирующим скользящим поясом в уровне фундамента с упругим ограничителем горизонтальных перемещений при различных грунтовых условиях приведены ниже (табл. 2).

Таблица 2

Основные результаты расчета

№ п/п	Без/с сейсмоизоляцией	Максимальные значения относительных перемещений $\Delta u_{x\max}(\Delta u_{y\max})$ всего здания, [м]	Максимальные значения относительных перемещений $\Delta u^1_{x\max}(\Delta u^1_{y\max})$ 1-го этажа, [м]	Максимальные значения относительных ускорений $\Delta a_{x\max}(\Delta a_{y\max})$ всего здания, [м/с^2]	Максимальные значения относительных ускорений $\Delta a^1_{x\max}(\Delta a^1_{y\max})$ 1-го этажа, [м/с^2]	Интенсивность напряжений в наиболее нагруженном элементе стены 1-го этажа $\sigma_{\max}$, [Па]$\cdot 10^7$
1	***Песок средней плотности***					
	Без сейсмоиз.	0,090 (0,129)	0,011 (0,018)	3,824 (3,470)	0,441 (0,563)	1,573
	С сейсмоиз.	0,030 (0,031)	0,004 (0,004)	2,034 (2,690)	0,246 (0,429)	0,715
	Отношение	3,000 (4,162)	2,750 (4,500)	1,880 (1,289)	1,793 (1,313)	2,197
2	***Суглинки***					
	Без сейсмоиз.	0,138 (0,300)	0,018 (0,040)	4,989 (6,788)	0,646 (0,985)	1,573

Продолжение табл. 2

	С сейсмоиз.	0,057 (0,062)	0,007 (0,008)	2,410 (2,696)	0,343 (0,604)	0,726
	Отношение	2,421 (4,838)	2,572 (5,000)	2,071 (2,518)	1,883 (1,631)	2,175
3	***Крупнообломочные грунты***					
	Без сейсмоиз.	0,015 (0,024)	0,001 (0,003)	3,252 (2,688)	0,293 (0,369)	1,313
	С сейсмоиз.	0,009 (0,011)	0,001 (0,001)	1,636 (1,430)	0,207 (0,269)	0,954
	Отношение	1,666 (2,182)	1,000 (3,000)	1,987 (1,879)	1,415 (1,372)	1,376

На рис. 5, 6 приведены графики относительных перемещений 1-го этажа девятиэтажного здания с сейсмоизоляцией и без нее по оси *X*, *Y* для грунтов II категории.

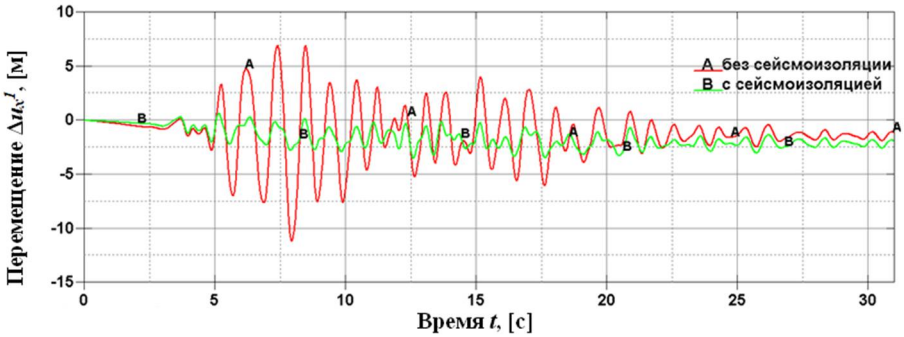


Рис. 5. Перемещение верхней точки 1-го этажа девятиэтажного здания относительно его низа по оси *X* (II категория грунта), [м]

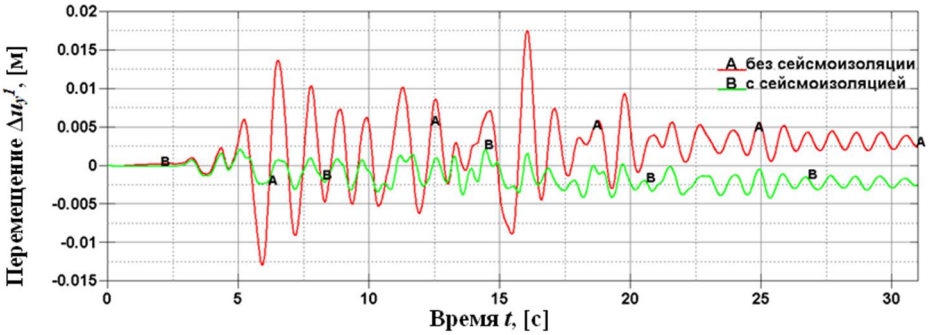


Рис. 6. Перемещение верхней точки 1-го этажа девятиэтажного здания относительно его низа по оси *Y* (II категория грунта), [м]

График интенсивности напряжения в наиболее нагруженном элементе стены 1-го этажа девятиэтажного этажного здания с сейсмоизоляцией и без нее для грунтов II категории приведен на рис. 7.

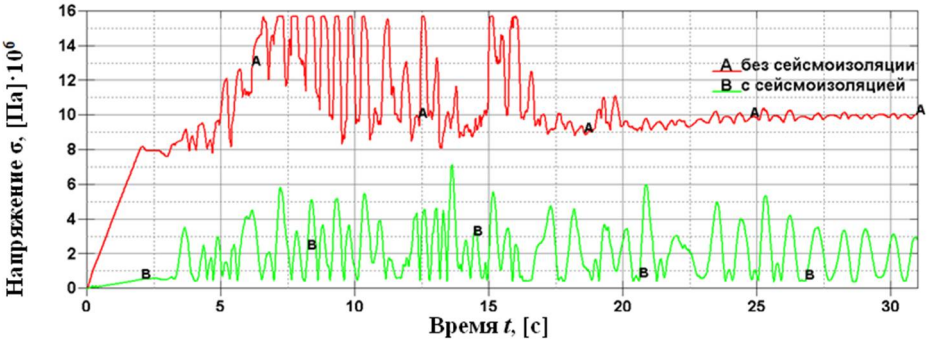
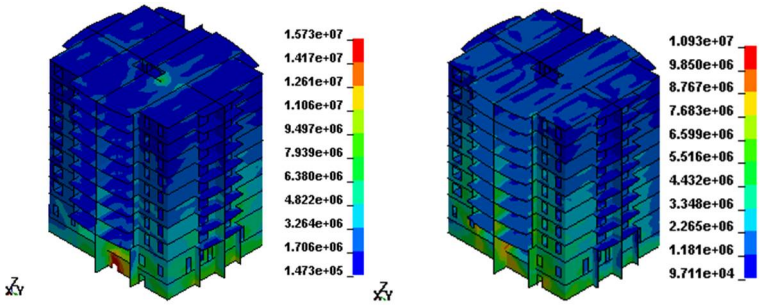


Рис. 7. Интенсивность напряжения в наиболее нагруженном элементе стены 1-го этажа девятиэтажного здания (II категория грунта), [Па]

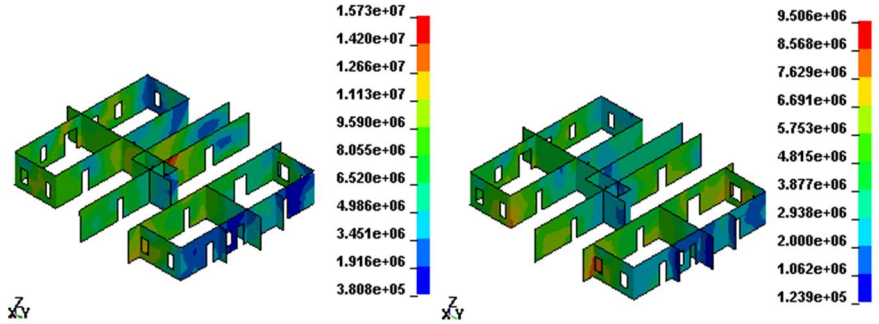
На рис. 8 приведены изополя интенсивности напряжений девятиэтажного здания с сейсмоизоляцией и без нее для грунтов II категории.



а) б)

Рис. 8. Картина с изополями интенсивности напряжений в момент времени t =15,37с девятиэтажного здания (II категория грунта): а) без сейсмоизоляции; б) с сейсмоизоляцией, [Па]

Ниже представлены изополя интенсивности напряжений наиболее нагруженного этажа девятиэтажного здания с сейсмоизоляцией и без нее для грунтов II категории (рис. 9).



а) б)

Рис. 9. Картина с изополями интенсивности напряжений в момент времени t =7,77с 1-го этажа девятиэтажного этажного здания (II категория грунта): а) без сейсмоизоляции; б) с сейсмоизоляцией, [Па]

На рис. 10, 11 приведены графики относительных перемещений 1-го этажа девятиэтажного здания с сейсмоизоляцией и без нее по оси X, Y для грунтов III категории.

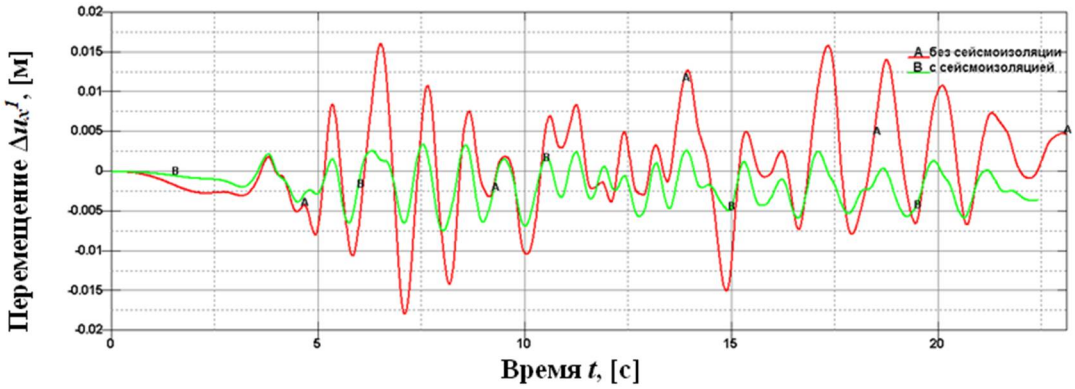


Рис. 10. Перемещение верхней точки 1-го этажа девятиэтажного здания относительно его низа по оси X (III категория грунта), [м]

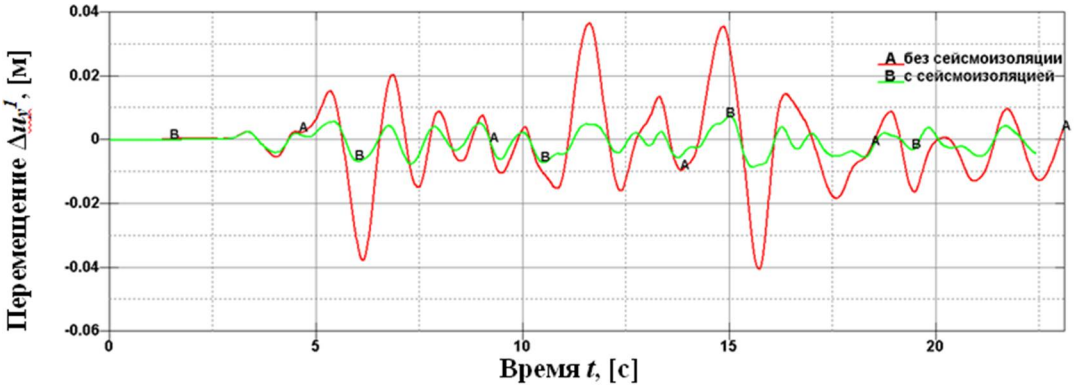


Рис. 11. Перемещение верхней точки 1-го этажа девятиэтажного здания относительно его низа по оси Y (III категория грунта), [м]

График интенсивности напряжения в наиболее нагруженном элементе стены 1-го этажа девятиэтажного здания с сейсмоизоляцией и без нее для грунтов III категории приведен на рис. 12.

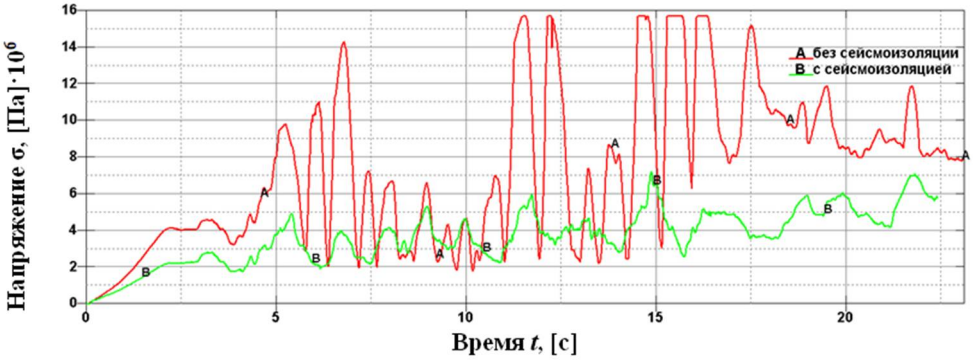
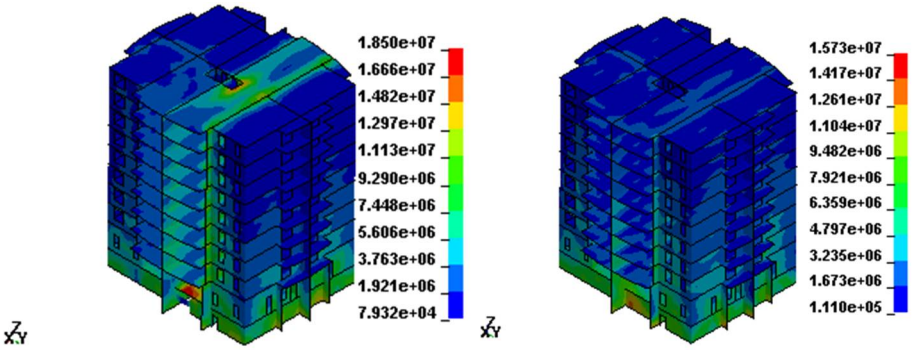


Рис. 12. Интенсивность напряжения в наиболее нагруженном элементе стены 1-го этажа девятиэтажного здания (III категория грунта), [Па]

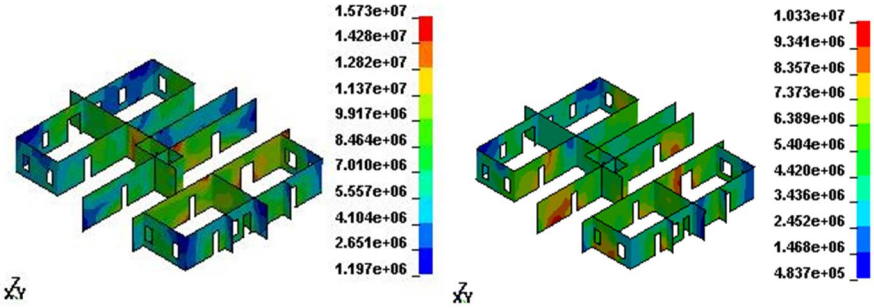
На рис. 13 приведены изополя интенсивности напряжений девятиэтажного здания с сейсмоизоляцией и без нее для грунтов III категории.



а) б)

Рис. 13 Картина с изополями интенсивности напряжений в момент времени t =15,52с девятиэтажного здания (III категория грунта): а) без сейсмоизоляции; б) с сейсмоизоляцией, [Па]

Ниже представлены изополя интенсивности напряжений наиболее нагруженного этажа девятиэтажного здания с сейсмоизоляцией и без нее для грунтов III категории (рис. 14).



а) б)

Рис. 14. Картина с изополями интенсивности напряжений в момент времени t =15,52с 1-го этажа девятиэтажного здания (III категория грунта): а) без сейсмоизоляции; б) с сейсмоизоляцией, [Па]

При расчетной ситуации, когда основанием является песок средней плотности, для здания с сейсмоизоляцией наблюдается снижение: относительного сдвига по оси X 1-го этажа в 2,7 раза, всего здания в 3,0 раза; относительного сдвига по оси Y 1-го этажа в 4,5 раза, всего здания в 4,2 раза; относительного ускорения по оси X 1-го этажа в 1,8 раз, всего здания в 1,8 раза; относительного ускорения по оси Y 1-го этажа в 1,3 раза, всего здания в 1,3 раза; снижения интенсивности напряжения в 2,2 раза.

При расчетной ситуации, когда основанием являются суглинки, для здания с сейсмоизоляцией наблюдается снижение: относительного сдвига по оси X 1-го этажа в 2,6

раза, всего здания в 2,4 раз; относительного сдвига по оси *Y* 1-го этажа в 5,0 раз, всего здания в 4,8 раза; относительного ускорения по оси *X* 1-го этажа в 1,8 раза, всего здания в 2,1 раза; относительного ускорения по оси *Y* 1-го этажа в 1,6 раза, всего здания в 2,5 раза; снижения интенсивности напряжения в 2,2 раза.

При расчетной ситуации, когда основанием являются крупнообломочные грунты, для здания с сейсмоизоляцией наблюдается снижение: относительного сдвига по оси *X* всего здания в 1,6 раза; относительного сдвига по оси *Y* 1-го этажа в 3,0 раза, всего здания в 2,2 раза; относительного ускорения по оси *X* 1-го этажа в 1,4 раза, всего здания 1,9 раза; относительного ускорения по оси *Y* 1-го этажа в 1,4 раза, всего здания 1,8 раза; снижения интенсивности напряжения в 1,4 раза.

Проведен сравнительный анализ работы сейсмоизолирующего скользящего пояса в уровне фундамента при различных грунтовых условиях (табл. 3).

Таблица 3

Сравнительная таблица результатов при различных грунтовых условиях

	Этаж	Характеристики грунтового основания		
		I категория грунтов	*II категория грунтов*	*III категория грунтов*
Ускорение точки верха здания $a_{x.max}$, м/с^2	-	1,340	1,348	1,355
Ускорение точки верха здания $a_{y.max}$, м/с^2	-	1,297	1,810	2,215
Перемещение точки верха здания относительно низа ФП $\Delta u_{x.max}$, м	-	0,009	0,030	0,057
Перемещение точки верха здания относительно низа ФП $\Delta u_{y.max}$, м	-	0,011	0,031	0,062
Интенсивность напряжений в элементе стены σ_{max}, (Н/м^2)$\cdot 10^7$	1	0,998	1,129	1,175
	5	0,691	0,817	1,007
	9	0,657	0,960	1,005
Перемещения точек верха этажа относительно его низа $\Delta u_{x.эт.,max}$, (м)	1	0,001	0,004	0,007
	5	0,001	0,003	0,006
	9	0,001	0,003	0,006
Перемещения точек верха этажа относительно его низа $\Delta u_{y.эт.,max}$, (м)	1	0,001	0,004	0,008
	5	0,001	0,003	0,006
	9	0,001	0,003	0,006

График абсолютных ускорений точки верха здания по оси *X* и *Y* для трех вариантов основания приведен на рис. 15, 16.

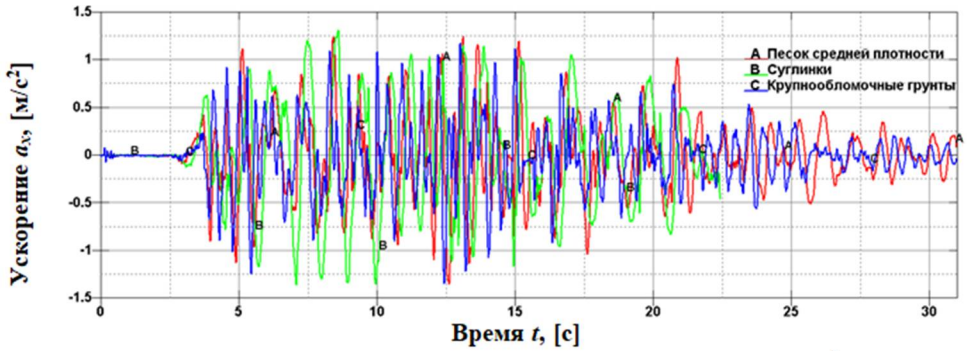


Рис. 15. Абсолютное ускорение точки верха здания по X, [м/с^2]

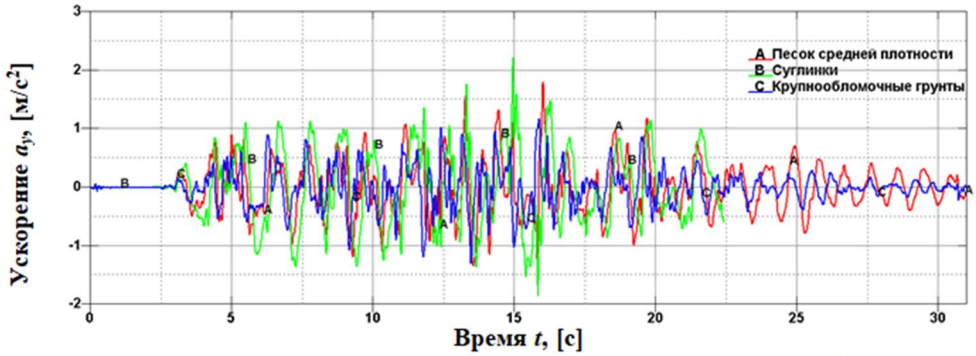


Рис. 16. Абсолютное ускорение точки верха здания по Y, [м/с^2]

График интенсивности напряжений в наиболее нагруженном элементе стены в уровне 1-го этажа каркаса здания для трех вариантов основания приведен на рис. 17.

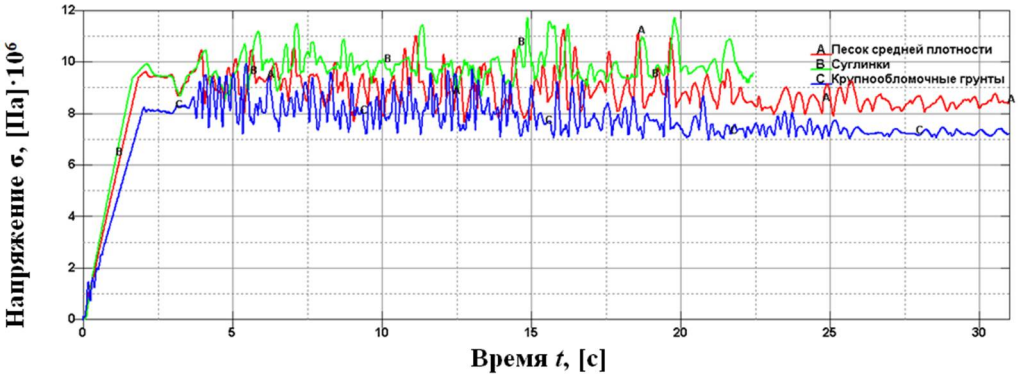


Рис. 17. Интенсивность напряжений в наиболее нагруженном элементе стены 1-го этажа, [Па]

С увеличением жесткости грунтового массива наблюдается снижение относительных перемещений всего здания и сдвиговых перемещений этажей, ускорений точки верха здания, напряжения в элементе стены рассматриваемого яруса.

Результаты исследования работы сейсмоизолирующего скользящего пояса при различных грунтовых условиях показали, что для обеспечения требуемого уровня сейсмостойкости зданий и сооружений с системой сейсмоизоляции их расчет должен производиться с учетом возможного изменения параметров грунтового основания в процессе землетрясения.

Выводы. Результаты исследования реакции многоэтажного здания с сейсмоизолирующим скользящим поясом в уровне фундамента при землетрясении с учетом грунтового основания показали эффективность применения сейсмоизолирующего скользящего пояса. Данный вид сейсмоизоляции позволяет существенно снизить сейсмические нагрузки на надземную часть конструкции зданий, повысить надежность их работы при землетрясениях, снизить сметную стоимость строительства (3-6%), являясь при

этом простым в устройстве, не требующим заводского изготовления и реализуемым прямо на строительной площадке. К ряду достоинств также относится простота обслуживания данной системы сейсмозащиты. Предложенный подход обеспечения сейсмостойкости зданий и сооружения является практически приемлемым и не требует существенных затрат на антисейсмические мероприятия.

В результате исследования эффективности сейсмоизолирующего скользящего пояса при различных грунтовых условиях установлено, что при слабых грунтах наблюдается: увеличение ускорения точки верха здания до 1,7 раза при сравнении с крупнообломочными грунтами и до 1,2 раза при сравнении со средними грунтами; увеличение перемещения точки верха здания относительно низа фундаментной плиты до 6,3 раза при сравнении с крупнообломочными грунтами и до 2 раз при сравнении со средними грунтами; увеличение перемещения точки верха 1-го этажа относительно его низа до 8 раз при сравнении с крупнообломочными грунтами и до 2 раз при сравнении со средними грунтами; увеличение интенсивности напряжения в наиболее нагруженном элементе стены 1-го этажа до 1,2 раза при сравнении с крупнообломочными грунтами.

Библиографический список

1. Айзенберг Я.М. Простейшая сейсмоизоляция. Колонны нижних этажей как элемент сейсмоизоляции здания // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2004. – № 1. – С. 28-32.
2. Баркан Д.Д. Современное состояние теории сейсмостойкости и сейсмостойкие конструкции // IV Международная конференция по сейсмостойкому строительству. – М.: Стройиздат, 1973. – 280 с.
3. Белостоцкий А.М. Сравнение методов динамического расчета гидротехнических сооружений по заданным акселерограммам (с использованием программного комплекса Ansys) // Природообустройство. – 2013. – № 5. – С. 43-46.
4. Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. – СПб.: Наука, 1998. – 255 с.
5. Клаф Р. Динамика сооружений. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.
6. Ньюмарк Н.М. Основы сейсмостойкого строительства: монография. – М: Стройиздат, 1980. – 344 с.
7. Поляков В.С. Современные методы сейсмозащиты зданий. – М.: Стройиздат, 1989. – 320 с.
8. Назаров А.Г. Метод инженерного анализа сейсмических сил. – Ереван: Из-во АН Арм. ССР, 1959. – 159 с.
9. Mirzaev I., Turdiev M. S. Vibrations of Buildings with Sliding Foundations under Real Seismic Effects // Construction of Unique Buildings and Structures. – 2021. – Vol. 94. – № 9407. – P. 15.
10. . influence of the vertical earthquake component on the shear vibration of buildings on sliding foundations / I. Mirzaev, A. Yuvmitov, M. Turdiev, J. Shomurodov // E3S Web of Conferences. – 2021. – Vol. 264. – № 02022. https://doi.org/10.1051/e3sconf/202126402022.
11. Абакаров А.Д., Зайнулабидова Х.Р. Влияние коэффициента трения-скольжения опорных элементов и параметров сейсмического воздействия на реакцию и надежность сооружений с сейсмозащитой // Вестник ПНИПУ. Механика. – 2021. – Т. 2. – С. 12–23.
12. Mamatov Z., Ensebekov A., Taylyakova Z. The condition of existing residential buildings with a sliding support in the foundation in the city of Bishkek // E3S Web of Conferences. – 2023. – Vol. 410. – № 03027. https://doi.org/10.1051/e3sconf/202341003027.

13. Huang Y., Willford M., Schwer L. Validation of LS-DYNA MMALE with Blast Experiments // Conference: 12th International LS-DYNA Users. – 2012. – P. 12. https://www.researchgate.net/publication/335950005_Validation_of_LS-DYNA_MMALE_with_Blast_Experiments
14. Rackauskaite E., Kotsovinos P., Rein G. Model parameter sensitivity and benchmarking of the explicit dynamic solver of LS-DYNA for structural analysis in case of fire // Fire Safety Journal. – 2017. – Vol. 90. – P. 123-138. https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0379711217302473?via%3Dihub.
15. Andreev M., Bulushev S., Dudareva M. Verification of the eccentrically compressed reinforced concrete column calculation model based on the results of a full-scale experimental study // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 251. – P. 04013.
16. Mkrtychev O., Dudareva M., Andreev M. Verification of the reinforced concrete column bar model based on the test results // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 251. – P. 04014.
17. Мкртычев О.В., Андреев М.И. Численные исследования прочности бетонных цилиндров на сжатие // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2019. – Т. 15. – С. 433-437.
18. Андреев М.И. Верификация расчетных моделей железобетонных зданий, проектируемых для сейсмических районов: дис. ... канд. техн. наук: 2.1.9.– М., 2021.
19. Mkrtychev O., Mingazova S. Numerical analysis of antiseismic sliding belt performance // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2023. – Vol. 19. – № 2. – P. 161-171. https://www.researchgate.net/publication/371993687_NUMERICAL_ANALYSIS_OF_ANTISEISMIC_SLIDING_BELT_PERFORMANCE.
20. LS-DYNA. KEYWORD users manual. Volume I, II. Livermore Software Technology Corporation (LSTC). P. 3186.
21. Мкртычев О.В., Дударева М.С. Учет совместной работы железобетонного здания с грунтом основания при интенсивном сейсмическом воздействии // Строительная механика и расчет сооружений. – 2018. – Т. 8. – Вып. 2. – С.28-42.

References

1. Eisenberg Ya.M. The simplest seismic insulation. Columns of the lower floors as an element of seismic insulation of the building. Earthquake-Resistant Construction. Safety of Structures. No. 1. 2004. Pp. 28-32.
2. Barkan D.D. The current state of the theory of seismic resistance and earthquake-resistant structures. IV International Conference on Earthquake-Resistant Construction. Moscow: Stroyizdat,1973. 280 p.
3. Belostotsky A.M. Comparison of methods of dynamic calculation of hydraulic structures according to specified accelerograms (using the Ansys software package). Equipment of Natural Facilities. No. 5. 2013. Pp. 43-46.
4. Birbraer A.N. Calculation of structures for seismic resistance. St. Petersburg: Science, 1998. 255 p.
5. Klaf R. Dynamics of structures. M.: Stroyizdat, 1979. 320 p.
6. Newmark N.M. Fundamentals of earthquake–resistant construction: monograph. M: Stroyizdat, 1980. 344 p.
7. Polyakov V.S. Modern methods of seismic protection of buildings. Moscow: Stroyizdat, 1989. 320 p.
8. Nazarov A.G. Method of engineering analysis of seismic forces. Yerevan: Publishing House of the Armenian SSR, 1959. 159 p.

9. Mirzaev I., Turdiev M., Sayfiddin O. Vibrations of buildings with sliding foundations under real seismic effects. Construction of Unique Buildings and Structures. Vol. 94. No. 9407. 2021. P. 15.
10. Mirzaev I., Yuvmitov A., Turdiev M., Shomurodov J. Influence of the vertical earthquake component on the shear vibration of buildings on sliding foundations. E3S Web of Conferences. Vol. 264. No. 02022. 2021. https://doi.org/10.1051/e3sconf/202126402022
11. Abakarov A.D., Zainulabidova H.R. Influence of the coefficient of friction-sliding of support elements and parameters of seismic impact on the reaction and reliability of structures with seismic protection. Bulletin of PNRPU. Mechanics. Volume 2. 2021. Pp. 12-23.
12. Mamatov Zh., Ensebekov A., Taylyakova Zh. The condition of existing residential buildings with a sliding support in the foundation in the city of Bishkek. E3S Web of Conferences. Vol. 410. No. 03027. 2023. https://doi.org/10.1051/e3sconf/202341003027
13. Huang Yuli, Willford Michael, Schwer Leonard. Validation of LS-DYNA MMALE with blast experiments. Conference: 12th International LS-DYNA Users. 2012. P. 12. https://www.researchgate.net/publication/335950005_Validation_of_LS-DYNA_MMALE_with_Blast_Experiments
14. Rackauskaite E., Kotsovinos P., Rein G. Model parameter sensitivity and benchmarking of the explicit dynamic solver of LS-DYNA for structural analysis in case of fire. Fire Safety Journal. Vol. 90. 2017. Pp. 123-138. https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0379711217302473?via%3Dihub
15. Andreev M., Bulushev S, Dudareva M. Verification of the eccentrically compressed reinforced concrete column calculation model based on the results of a full-scale experimental study. MATEC Web of Conferences. Vol. 251. 2018. P. 04013.
16. Mkrtychev O., Dudareva M., Andreev M. Verification of the reinforced concrete column bar model based on the test results. MATEC Web of Conferences. Vol. 251. 2018. P. 04014.
17. Mkrtychev O.V., Andreev M.I. Numerical studies of the compressive strength of concrete cylinders. Construction Mechanics of Engineering Structures and Buildings. Volume 15. 2019. Pp. 433-437.
18. Andreev M.I. Verification of calculation models of reinforced concrete buildings designed for seismic areas: dis. ... candidate of Technical Sciences: 2.1.9. Moscow. 2021.
19. Mkrtychev O., Mingazova S. Numerical analysis of antiseismic sliding belt performance. International Journal for Computational Civil and Consruction Engineering. Vol. 19. No. 2. 2023. Pp. 161-171. https://www.researchgate.net/publication/371993687_NUMERICAL_ANALYSIS_OF_ANTISEISMIC_SLIDING_BELT_PERFORMANCE
20. LS-DYNA. KEYWORD user's manual. Volume I, II. Livermore Software Technology Corporation (LSTC). P. 3186.
21. Mkrtichev O.V., Dudareva M.S. Accounting for the interaction between a reinforced concrete building and the foundation soil under intense seismic impact. Construction Mechanics and Design of Structures. Vol. 8. No. 2. 2018. Pp. 28-42.

INFLUENCE OF SOIL CONDITIONS ON THE EFFECTIVENESS OF SEISMIC ISOLATING SLIDING BELT AT THE FOUNDATION LEVEL

O. V. Mkrtychev[1], S. R. Mingazova[2]

National Research Moscow State University of Civil Engineering[1,2]
Russia, Moscow

[1]Dr. of Technical Sciences, Head of the Department of Strength of Materials, Tel.: +7(499)1833483,
e-mail: mkrtychevOV@mgsu.ru
[2]Postgraduate Student of the Department of Strength of Materials, Tel.: +7(910)0133150,
e-mail: salima.mingazova@yandex.ru

A calculation methodology for a monolithic reinforced concrete building with a seismic isolation sliding belt under an earthquake using a direct dynamic method has been developed. A calculation model of the system building-seismic isolation-foundation-base, which describes its actual operation under seismic load, has been developed. The study of the reaction of a monolithic reinforced concrete nine-story building with a seismic insulating sliding belt at the foundation level with fluoroplastic plates and an elastic limiter of horizontal displacements under the action of the most unfavorable earthquake accelerogram under various soil conditions (medium-density sand, loam, coarse-grained soils) was carried out using the LS-DYNA software package. The graphs of relative displacements of the 1st floor of the building; graphs of stress intensity of the most loaded floor of the building; graphs of absolute acceleration of the top point of the building; a picture with isopolls of stress intensity of the entire building and the 1st floor; tables of the main results and a comparative one were obtained.

The obtained results of numerical studies of the reaction of a monolithic reinforced concrete multi-story building with a seismic insulating sliding belt at the foundation level during an earthquake, taking into account the soil base, indicate the effectiveness of using this type of seismic isolation. The considered method of seismic protection allows to significantly reduce the seismic impact on the structure, reducing the risk of damage and destruction. Due to its practicality and relatively low installation and maintenance costs, the seismic insulating sliding belt is an economically advantageous solution for protecting buildings in seismically hazardous areas.

Keywords: seismic isolation, seismic insulating sliding belt, fluoroplastic, direct dynamic method, earthquake, soil foundation.

DOI 10.36622/2219-1038.2024.42.3.009
УДК 624.131.3

КУПОЛЬНАЯ СБОРНО-РАЗБОРНАЯ СТАЛЬНАЯ КОНСТРУКЦИЯ ДЛЯ ПРОВЕДЕНИЯ СТАТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ

М. А. Самохвалов[1], В. А. Демин[2], А. А. Ефимов[3], Ю. В. Наумкина[4]

Тюменский индустриальный университет[1,2,3,4]
Россия, г. Тюмень

[1]Канд. техн. наук, профессор кафедры строительного производства, тел.: +7(919)9431379, e-mail: samohvalovma@tyuiu.ru
[2]Канд. техн. наук, доцент кафедры строительных конструкций, тел.: +7(905)8201026, e-mail: deminva@tyuiu.ru
[3]Канд. техн. наук, доцент кафедры строительных конструкций, тел.: +7(904)4950720, e-mail: efimovaa@tyuiu.ru
[4]Канд. техн. наук, доцент кафедры строительных конструкций, тел.: +7(922)2676338, e-mail: naumkinajv@tyuiu.ru

Постановка задачи. Разработать и обосновать эффективность применения купольной сборно-разборной стальной конструкции для инженерно-геологических изысканий, проводимых в том числе в отдалённых и труднодоступных регионах, сложных грунтовых и стеснённых условиях строительства.

Результаты. Разработана купольная сборно-разборная стальная конструкция для проведения испытаний грунтов, состоящая из трёх основных элементов: геодезического купола, анкеров, расположенных по его основанию, и натяжных элементов. Нагружение сваи или штампа осуществляется при помощи гидравлического домкрата и ручного гидравлического насоса. Распорное усилие от домкрата равномерно распределяется через верхний узел геодезического купола по натяжным элементам и воспринимается анкерами, работающими на выдергивание. Для определения несущей способности анкеров были выполнены их испытания на выдергивающие нагрузки. Главными преимуществами купольной конструкции являются: компактность – при транспортировке все элементы помещаются в деревянную корзину размерами 1x1.2 м; лёгкость – собственный вес конструкции 1.5 тс в 100 раз меньше величины максимального нагружения в 150 тс; защита – использование тента, накрывающего купол, позволяет обеспечить надёжную защиту датчиков измерений перемещений и прочего оборудования от влияния атмосферных воздействий (солнечной радиации, дождя, снега, ветра), а также более технологично организовать отогрев грунта в зимний период времени.

Выводы. Использование купольной сборно-разборной конструкции для проведения статических испытаний грунтов позволит выполнить данный вид работы с максимальной эффективностью за счёт сокращения до 75% дополнительных финансовых затрат на транспортные расходы, организацию места выполнения работ и подъездных путей, созданию пригруза из массивных строительных материалов (дорожных плит, фундаментных блоков), а также значительно сократить время работы благодаря их параллельному выполнению несколькими купольными конструкциями.

Ключевые слова: статические испытания грунтов сваями и штампами, купольная сборно-разборная конструкция для проведения статических испытаний, геодезический купол, натяжные элементы, анкеры, несущая способность, утеплённый тент.

Введение. Обязательным завершающим этапом на стадии исходно-разрешительной документации являются инженерно-геологические изыскания, в особенности полевые испытания грунтов. Также следует отметить, что от качества выполненных полевых работ по испытанию грунтов зависит весь последующий безопасный цикл эксплуатации здания. На сегодняшний день как для девелоперов, так и для подрядчиков главной проблемой являются дополнительные финансовые затраты, необходимые для организации полевых испытаний. В состав дополнительных затрат входят:

© Самохвалов М. А., Демин В. А., Ефимов А. А., Наумкина Ю. В., 2024

- расходы на транспортировку тяжёлых железобетонных элементов (дорожных плит, фундаментных блоков, противовесов или балластов башенных кранов и др.) для монтажа пригруза, в который будет упираться гидравлический домкрат в процессе испытаний;

- расходы, связанные с организацией подъездных путей как для выгрузки железобетонных элементов пригруза, так и для доступа грузоподъёмной техники;

- расходы на организацию мест складирования используемых материалов;

- расходы на выполнение монтажных (демонтажных) операций для сборки (разборки) стенда для испытаний с привлечением грузоподъёмной техники.

В зависимости от удалённости строительной площадки от центральной части городской застройки и её инфраструктуры дополнительные затраты могут составлять от 50 до 75% от всех затрат на выполнение полевых испытаний грунтов. Кроме того, данные дополнительные затраты неизбежно приводят к существенному увеличению сроков выполнения работ. На один вид испытания грунта может потребоваться от 2 до 4 суток. В особенности при испытании грунтов натурными сваями, где масса пригруза может достигать больших значений: от 100 до 500 тс, в связи с чем параллельное выполнение сразу нескольких испытаний сильно ограниченно и финансово нецелесообразно. Таким образом, создание купольной сборно-разборной стальной конструкции для полевых испытаний грунтов, применение которой позволило бы сократить дополнительные финансовые затраты или исключить их полностью, одновременно повысив скорость выполнения работ за счёт организации параллельной работы нескольких испытаний, а также обеспечения возможности выполнения работ по испытаниям грунтов как в сложных грунтовых и стеснённых условиях, так и труднодоступных отдалённых районах, является **актуальной темой исследований**.

Объектом исследования являются полевые испытания грунтов на стадии инженерно-геологических изысканий или контрольные испытания: статические испытания грунтов натурными или эталонными сваями (сваями-зондами), статические испытания грунтов штампами.

Предметом исследования является купольная сборно-разборная стальная конструкция для проведения статических испытаний грунтов.

Целью исследования является разработка и обоснование эффективности использования купольной сборно-разборной стальной конструкции для проведения статических испытаний грунтов вертикальной вдавливающей нагрузкой.

Задачи исследования:

- выполнить сравнительный анализ отечественных и зарубежных схем и конструкций для проведения статических испытаний грунтов;

- разработать купольную сборно-разборную стальную конструкцию для проведения статических испытаний грунтов, которая позволила бы сократить дополнительные финансовые затраты до 75%, повысить скорость выполнения испытаний за счёт организации их параллельной работы, выполнять работы по испытаниям грунтов как в сложных грунтовых и стеснённых условиях, так и труднодоступных отдалённых районах;

- по результатам испытаний анкеров на выдергивающую нагрузку определить их несущую способность для эффективного использования в купольной сборно-разборной конструкции;

- обосновать эффективность использования купольной сборно-разборной стальной конструкции для полевых испытаний грунтов на строительных площадках в г. Тюмени.

Сравнительный анализ испытательных стендов и схем для испытаний

В Российской Федерации используются следующие технические решения для испытаний грунтов сваями (рис. 1):

- тарированный груз (пригруз), который укладывается на стальную раму, расположенную выше гидравлического домкрата и в которую он упирается;

- испытательные стенды, состоящие из стальной платформы, на которую укладывается тарированный груз по бокам в одном уровне с гидравлическим домкратом;

- схемы испытаний со системой накрест лежащих балок, закреплённых анкерами из дополнительно забитых железобетонных свай;

- схемы испытаний с балкой или системой накрест лежащих балок, закреплённых анкерами из закрученных в грунт буровых шнеков

а *б*

в *г*

Рис. 1. Схемы и конструкции для проведения статических испытаний грунтов сваями в России:
а – с тарированным грузом; б – со специальной платформой; в – с балками и анкерами из железобетонных свай;
г – с балкой и анкерами из буровых шнеков

В зарубежной практике наряду с традиционными техническими решениями испытательных стендов, используемыми в Российский Федерации, встречаются оригинальные инженерные решения, отличительной особенностью которых является использование натяжных элементов и грунтовых анкеров (рис. 2) [1,10-12].

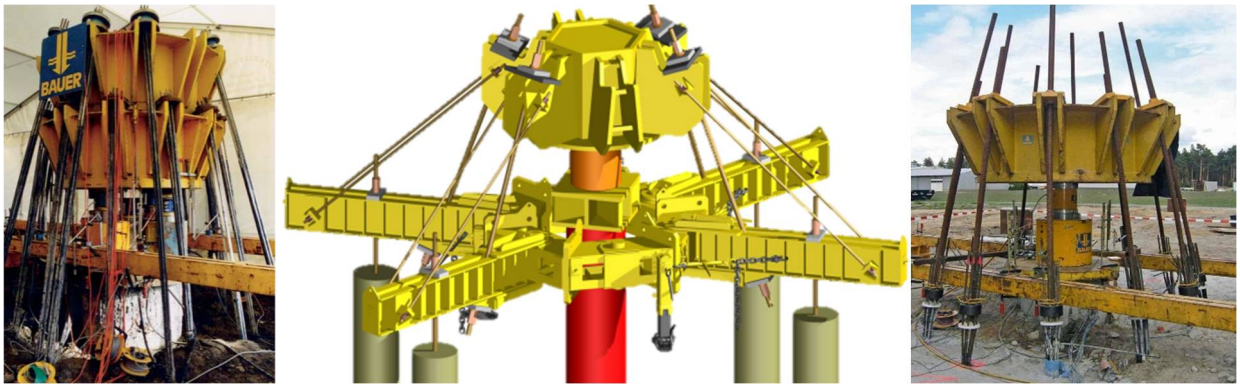


Рис. 2. Различные технические решения испытательных стендов в зарубежной практике с применением натяжных элементов и грунтовых анкеров

Для проведения штамповых испытаний грунтов используются следующие технические решения (рис. 3) [1,5,13]:

- с упором в раму специальной строительной техники (экскаватор, бульдозер, задний мост самосвалов);

- тарированный груз (пригруз), который укладывается на стальную раму, расположенную выше гидравлического домкрата и в которую он упирается;

- испытательные стенды, состоящие из стальной платформы, на которую укладывается тарированный груз по бокам в одном уровне с гидравлическим домкратом;

- с платформой, которая закрепляется при помощи анкеров, закрученных в грунт и работающих на выдергивающие нагрузки.

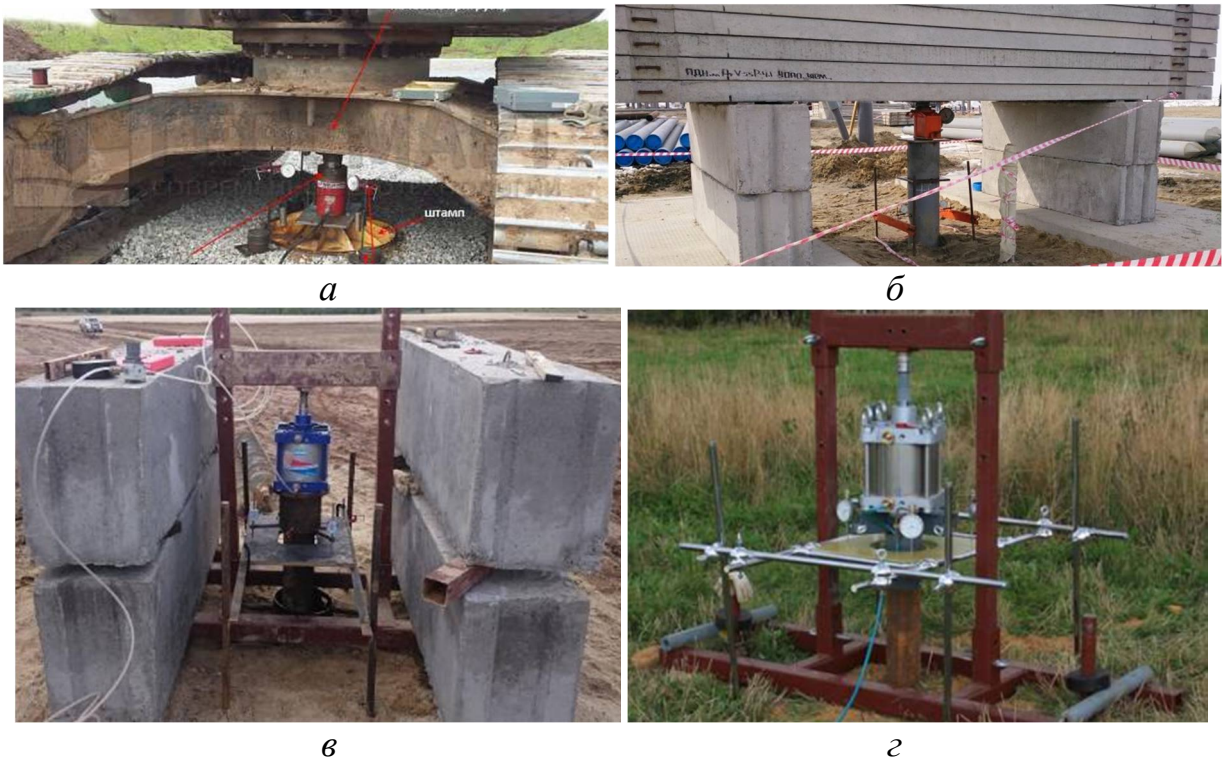


Рис. 3. Схемы и конструкции для проведения статических испытаний грунтов штампами: а – с упором в раму экскаватора; б – с пригрузом; в – со специальной платформой; г – с платформой, закреплённой анкерами из винтовых свай

Главный недостаток применения как отечественных, так и зарубежных технических решений испытательных стендов и схем заключается в использовании тяжелых элементов в виде тарированного груза (пригруза) или специальных стальных платформ. В свою очередь использование данных элементов приводит к увеличению стоимости дополнительных финансовых затрат: расходы на транспорт, монтаж и демонтаж испытательных стендов, складирование, организация подъездных путей для проезда к месту выполнения работ грузоподъёмной техники и т.д. Кроме того, ограничивает и сильно затрудняет применение таких технических решений в отдалённых и труднодоступных районах, сложных грунтовых и стеснённых условиях строительства.

Разработка сборно-разборной стальной купольной конструкции для проведения статических испытаний грунтов

По результатам анализа нормативных документов в строительстве, связанных с испытаниями грунтов, ГОСТ 5686-2020 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями» и ГОСТ 20276.1-2020 «Грунты. Методы испытания штампом» была разработана концепция сборно-разборной стальной купольной конструкции для проведения статических испытаний грунтов (рис. 4) [14]. Основными элементами купольной конструкции являются:

- сборно-разборная на болтовых соединениях конструкция геодезического купола, геометрический расчёт которого был выполнен по икосаэдрической аппроксимации,

благодаря использованию которой в конструкции купола два типа стержней и два типа узлов, при этом все стержни и узлы имеют длину не более 1 м и вес не более 20 кгс, что позволяет их компактно складывать при транспортировке и выполнять монтаж (демонтаж) ручным способом, кроме этого конструкция геодезического купола может трансформироваться в две пятиугольные пирамиды;

- анкера выполнены из буровых шнеков длиной 1.5 м, наращиваемых по глубине при помощи шестигранных буровых замков Ш55;
- натяжные элементы в виде стальных канатов со стальным сердечником.

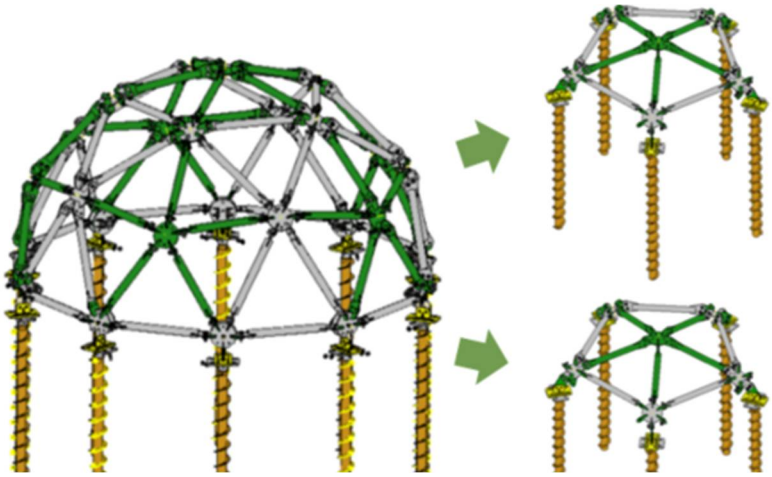


Рис. 4. Концепция сборно-разборной стальной купольной конструкции для статических испытаний грунтов

В концепции можно отдельно выделить одну конструкцию для испытания грунтов сваями [15] и две конструкции штамповых испытаний (рис. 5).

Рис. 5. Конструкции для статических испытаний грунтов: а – испытания грунтов сваями; б – штамповые испытания

Главными преимуществами конструкции для проведения статических испытаний грунтов сваями являются [14-15]:

- максимальная нагрузка на сваю до 150 тс при собственном весе геодезического купола не более 1.5 тс, что позволяет его свободно перемещать по строительной площадке любой строительной техникой (фронтальный погрузчик, манипулятор, экскаватор, башенный кран и т.д.);

- равноудалённость анкеров от центра сваи (точки приложения нагрузки) и, как следствие, равная степень их нагружения и более эффективная работа на выдергивающие нагрузки;

- сочетание формы геодезического купола с утеплённым тентом позволяет надёжно защитить датчики измерения перемещений и прочее оборудование (гидравлический домкрат, насос, манометр давления и др.) от влияния солнечных лучей и атмосферных воздействий (дождь, снег, ветер и т.д.), эффективно и быстро отогреть грунт возле сваи в зимнее время и продолжать поддерживать положительную температуру воздуха внутри купола на весь период времени испытаний;

- сборно-разборная конструкция на болтовых соединениях геодезического купола позволяет, с одной стороны, выполнять работы как в сложных грунтовых и стеснённых условиях, так и в труднодоступных отдалённых районах с осуществлением всех монтажных и демонтажных операций (при необходимости) ручным способом, с другой стороны, перед транспортировкой компактно складывать и упаковывать все элементы;

- использование натяжных элементов в виде канатов позволяет, с одной стороны, эффективно распределить усилия от гидравлического домкрата по всей конструкции геодезического купола, с другой стороны, увеличивает работу анкеров на выдергивающие усилия за счёт дополнительного бокового прижатия к стенкам скважин со стороны натяжения каната.

Главные преимущества конструкции для проведения штамповых испытаний:

- максимальная нагрузка на штамп до 30 т при собственном весе не более 200 кгс, что позволяет её свободно перемещать по строительной площадке при необходимости ручным способом, а также выполнять работы в подвальных, цокольных помещениях реконструируемых или обследуемых зданий и сооружений;

- равноудалённость анкеров от центра сваи (точки приложения нагрузки) и, как следствие, равная степень их нагружения;

- сочетание формы пятиугольной пирамиды и летнего тента позволит надёжно защитить датчики измерения перемещений и всё оборудование (гидравлический домкрат, насос, манометр давления и др.) от влияния солнечных лучей и атмосферных воздействий (дождь, снег, ветер и т.д.);

- сборно-разборная конструкция на болтовых соединениях, позволяющая быстро смонтировать конструкцию, а также компактно осуществлять её транспортировку.

Обоснование эффективности использования купольной сборно-разборной стальной конструкции для проведения статических испытаний грунтов

Для обоснования эффективности использования купольной сборно-разборной стальной конструкции для статических испытаний грунтов сваями и штампами на строительной площадке в г. Тюмени были проведены испытания с достижением максимальных значений нагрузок (рис. 6).

Для испытания конструкции геодезического купола с натяжными элементами и анкерами, расположенными по периметру основания купола, была выбрана буронабивная свая диаметром 400 мм длиной 18 м, упирающаяся нижним концом в песок средней плотности. По результатам испытаний максимальное значение нагрузки на сваю составило 150 тс, максимальное значение осадки 14,59 мм.

Для испытания конструкции пятиугольный пирамиды с анкерами по основанию был выбран штамп с площадью подошвы 2500 см^2, по основанию которого залегал плотный крупнозернистый песок. По результатам испытаний максимальное значение нагрузки на штамп составило 30 тс, максимальное значение осадки 24,80 мм.

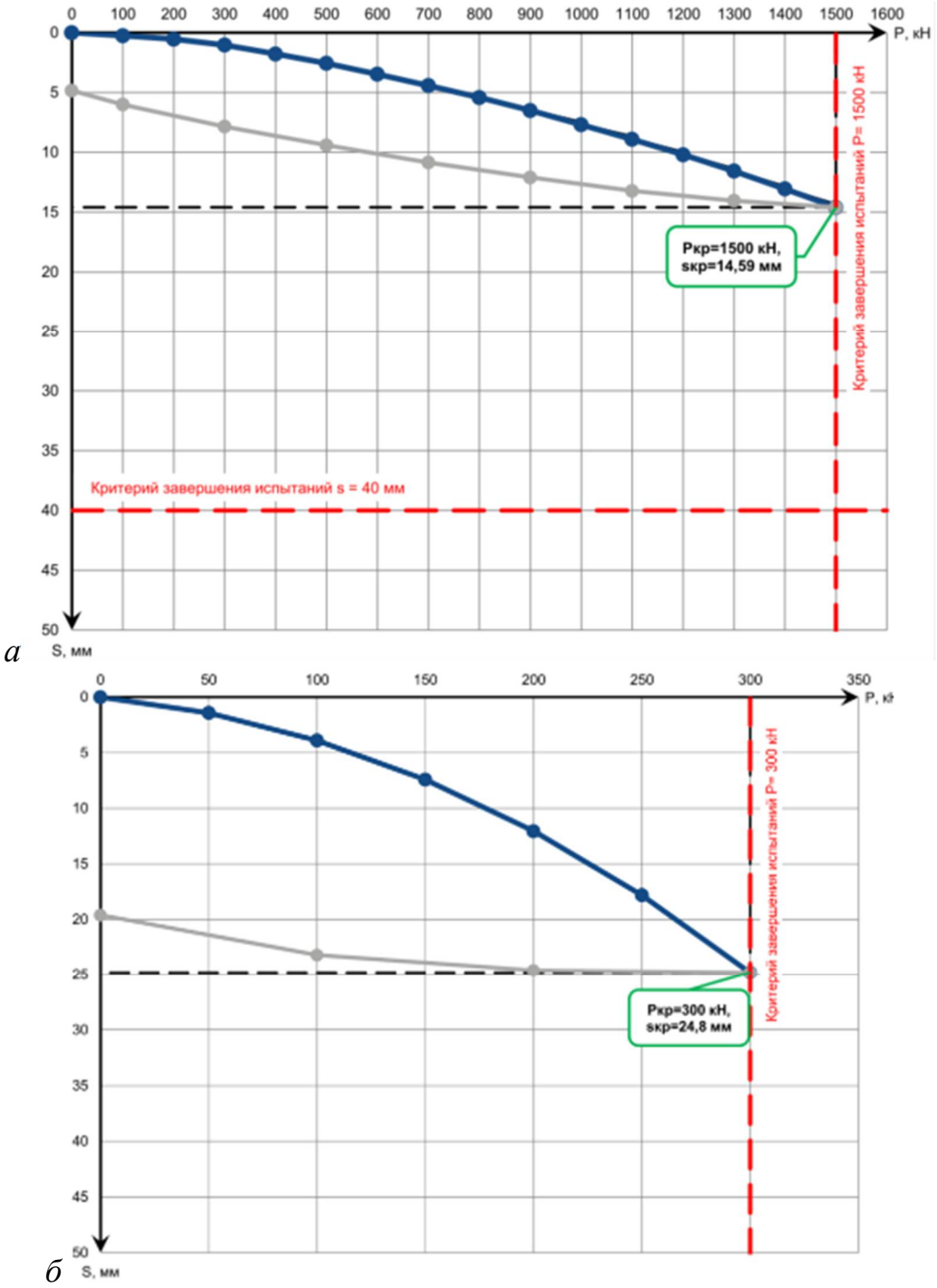


Рис. 6. Графики зависимости осадки от нагрузки:
а – буронабивная свая диаметром 400 мм; б – штамп с площадью подошвы 2500 см^2

Для определения несущей способности анкеров длиной 6 м, собранных из наращиваемых по глубине буровых шнеков длиной 1.5 м с шестигранным замковым

соединением Ш55 при их работе на выдёргивающие нагрузки были выполнены испытания. Схема стенда для испытаний анкеров показана на рис. 7. Основными элементами стенда являются стальная балка составного двутаврового сечения, анкера-стойки, гидравлический домкрат с насосом, реперная система с датчиками измерения перемещений.

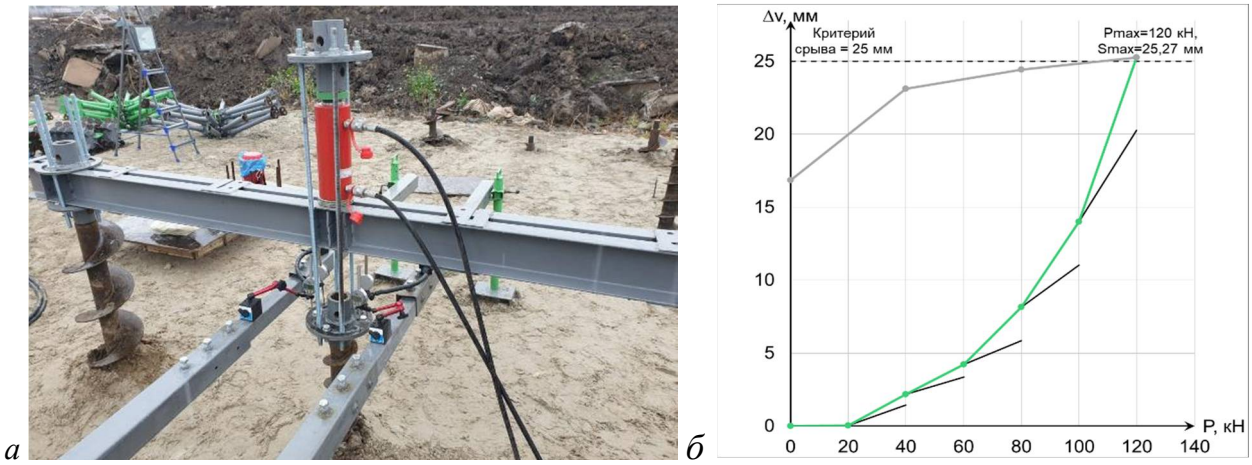


Рис. 7. Результаты испытаний анкеров на выдергивающие нагрузки:
а – стенд для испытаний анкеров; б – график зависимости выхода анкеров от нагрузки

Физико-механические характеристики грунтового основания представлены в таблице.

Физико-механические характеристики грунтов

№ ИГЭ	h (м)	γ_n	e	I_L	E (МПа)	φ_n (град)	C_n (кПа)
Суглинок, тугопластичный (ИГЭ 2)	0,4-1,5	18,7	0,81	0,42	9,0	19	27
Суглинок, текучепластичный (ИГЭ 3)	1,5-5,5	17,9	0,98	0,81	5,0	15	18
Глина, полутвёрдая (ИГЭ 4)	5,5-10,0	17,8	0,95	0,22	10,0	15	35

По результатам серии статических испытаний анкеров на выдергивающие нагрузки был построен график зависимости их выхода из грунта. Максимальное значение несущей способности при работе анкера на выдергивающие нагрузки составило 120 кН. Следует отметить, что в процессе проведения испытаний анкеров на стенде анкера воспринимали только выдергивающее значение нагрузки, в отличие от их работы в составе сборно-разборной стальной купольной конструкции. При работе анкера в составе сборно-разборной стальной купольной конструкции растягивающее усилие от каната распределяется на вертикальную составляющую в виде выдергивающего усилия и горизонтальную составляющую в виде бокового прижатия поверхности анкера к скважине во внутреннюю сторону купола. Таким образом, анкер фактически воспринимает выдергивающие нагрузки с одновременным боковым прижатием к боковой поверхности скважины, в результате чего его несущая способность дополнительно увеличивается на 30-40%.

Выводы

1. По результатам сравнительного анализа российских и зарубежных испытательных стендов для проведения полевых испытаний грунтов был выявлен их основной недостаток, связанный с использованием тяжелых элементов в виде тарированного груза (пригруза) или специальных стальных платформ. В свою очередь использование

данных элементов приводит к увеличению стоимости дополнительных финансовых затрат: расходы на транспорт, монтаж и демонтаж испытательных стендов, складирование, организация подъездных путей для проезда к месту выполнения работ грузоподъёмной техники и т.д. В результате чего дополнительные затраты на организацию испытаний могут составлять от 50 до 75% от всех затрат на выполнение полевых испытаний грунтов в зависимости от удалённости строительной площадки от центральной части городской застройки и её инфраструктуры. Кроме того, данные дополнительные затраты неизбежно приводят к существенному увеличению сроков выполнения работ по испытаниям.

2. Была разработана купольная сборно-разборная стальная конструкция для проведения статических испытаний грунтов, в состав которой входит одна конструкция для испытаний грунтов сваями в виде геодезического купола с натяжными элементами и анкерами из буровых шнеков, и две конструкции для испытаний грунтов штампами (без добавления новых элементов) в виде пятиугольной пирамиды с анкерами из буровых шнеков. Главное преимущество данного технического решения также заключается в обеспечении универсальности единой конструкции и связанного с этим совмещением выполнения штамповых испытаний со статическими испытаниями грунтов сваями.

3. Применение в качестве основной упорной конструкции для восприятия реактивного усилия от гидравлического домкрата купольной сборно-разборной конструкции с натяжными элементами обладает целым рядом конструктивных преимуществ, выгодно отличающих данное техническое решение от других: позволяет обеспечить пространственную устойчивость нагружающей системы «свая-домкрат-упор», выполнять монтаж и демонтаж конструкции ручным способом в сложных грунтовых условиях (болотистая местность), стеснённых условиях (существующее свайное поле), отдалённых регионах строительства, исключение из работы изгибающих усилий и их замена в большей степени на растягивающие усилия позволяет существенно уменьшить собственный вес конструкции до 1,5 тс, при этом сохранив возможность статического нагружения сваи до 150 тс, равноудалённость анкеров как от центра сваи, так и между соседними анкерами позволяет им эффективно работать на выдергивающие нагрузки

4. По результатам статических испытаний грунтов на строительной площадке в г. Тюмени была доказана эффективность использования инновационной технологии, позволяющая выполнять испытания грунтов сваями и штампами нагружением до 150 тс и 30 тс соответственно.

5. По результатам серии статических испытаний анкеров на выдергивающие нагрузки максимальное значение несущей способности анкера составило 120 кН. При работе анкера в составе сборно-разборной стальной купольной конструкции растягивающее усилие от каната распределяется на вертикальную составляющую в виде выдергивающего усилия и горизонтальную составляющую в виде бокового прижатия поверхности анкера к скважине во внутреннюю сторону купола, что позволяет ему более эффективно воспринимать выдергивающие нагрузки, несущая способность дополнительно увеличивается на 30-40%.

Библиографический список

1. Al-Suhaily A.S., Abood A.S., Fattah M. Bearing capacity of uplift piles with end gates // Proceedings of China - Europe Conference on Geotechnical Engineering. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering (SSGG). – 2018. – Vol. 2. – P. 893-897. DOI: 10.1007I978-3-319-97115-5 3.

2. Болдырев Г.Г. О полевых испытаниях грунтов // Инженерные изыскания. – 2010. – № 9. – С. 58-61.
3. Boldyrev G. Advances in Transportation Geotechnics. – 2022. – Vol. IV. – P. 691-697. DOI: 10.1007I978-3-030-77238-3 52.
4. Мангушев Р.А., Ершов А.В., Осокин А.И. Современные свайные технологии: учеб. пособие. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: АСВ, 2010. – 240 с.
5. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / под общ. ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – 3-е изд., доп. и перераб. – М.: АСВ, 2023. – 1084 с.
6. Сваи и свайные фундаменты: конструкции, проектирование и технологии: учеб. пособие / Р.А. Мангушев [и др.]; под ред. Р.А. Мангушева. – 2-е изд., стер. – М.: Изд-во АСВ, 2018. – 320 с.
7. Smolin B. S., Zakharov V. V., Puzanov V. V. Peculiarities of pile tests based on Russian and American standards //Soil mechanics and foundation engineering. – 2010. – Т. 47. – № 1. – P. 32-35.
8. Экспериментальные исследования несущей способности свай Fundex после длительного «отдыха» в глинистых грунтах статическими вдавливающими и выдергивающими нагрузками / А.В. Савинов и др. // Construction and Geotechnics. – 2019. – Т. 10. – № 4. – С. 13-29.
9. Fellenius B.H. The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests // Ground Engineering. – 1980. – Vol. 13. – № 6. – P. 19–31
10. Ultimate Load Capacity of Axially Loaded Vertical Piles from Full Scale Load Test / A. Hasnat [and etc] // Results Interpretations – Apllied to 20 Case Histories, International Conference on Civil Engineering for Sustainable Development (ICCESD-2012). – KUET, Khulna, Bangladesh. – 2012.
11. Fengier J., Pożarycki A., Garbowski T. Stiff-Plate Bearing Test Simulation Based on FWD Results// Procedia Engineering. – 2013. – P. 270-277.
12. Badelow F., Poulos H.G. Geotechnical foundation design for some of the world's tallest buildings// 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ARC 2015: New Innovations and Sustainability. – 2015 – С. 96-108.
13. Каширский В.И., Дмитриев С.В. Современное состояние и перспективы испытаний грунтов штампами // Инженерные изыскания. – 2019. – Т. 13. – № 1. – С. 6-17.
14. Пат. 2800985 Российская Федерация, МПК E02D 33/00. Мобильная установка для проведения статических испытаний грунтов сваями : № 2022125432 : заявл. 28.09.2022 : опубл. 01.10.2023 / Самохвалов М.А.; патентообладатель Общество с ограниченной ответственностью «Научно-производственная компания «Геотехника 72».
15. Mobile unit for static testing of soils with piles and stamps / M. Samokhvalov, V. Demin, A. Matyukov, A. Paronko // E3S Web of Conferences. – 2023. – Vol. 363. – P. 1-8. DOI: 10.1051/e3sconf/202236302009.

References

1. Al - Suhaily A.S., Abood A.S., Fattah M. Bearing capacity of uplift piles with end gates, Proceedings of China - Europe Conference on Geotechnical Engineering. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering (SSGG). Vol. 2. 2018. Pp. 893-897. DOI: 10.1007I978-3-319-97115-5 3
2. Boldyrev G.G. On field tests of soils. Engineering Survey. 2010. No. 9. Pp. 58-61.

3. Boldyrev G. Advances in Transportation Geotechnics IV. 2022. Pp. 691-697. DOI: 10.1007I978-3-030-77238-3 52
4. Mangushev R.A., Ershov A.V., Osokin A.I. Modern pile technologies: manual. 2nd ed. Moscow. ASV. 2010. 240 p.
5. Ilichev V.A., Mangushev R.A. Directory geotechnics. Bases, foundations and underground structures. 2nd ed. Moscow. ASV. 2016.1040 p.
6. Mangushev R.A. Svai i svainye fundamenty: konstruktsii, proektirovanie i tekhnologii [Piles and pile foundations: structures, design and technology]. 2nd ed. Moscow. ASV. 2018. 320 p.
7. Smolin B.S., Zakharov V.V., Puzanov V.V. Peculiarities of pile tests based on Russian and American standards. Soil mechanics and foundation engineering. No. 47(1). 2010. Pp. 32-35.
8. Savinov A.V., Frolov V.E., Brovikov Y.N., Kozhinskiy M.P. Experimental tests of a bearing capacity of “fundex” piles after the long “relaxation” in clay soils the dead pressing and pulling-out loads. Construction and Geotchnics. 2019. No. 10(4). Pp. 13-29.
9. Fellenius B.H. The analysis of results from routine pile load tests. Ground Engineering. Vol. 13(6). 1980. Pp. 19–31
10. Hasnat A. [and etc]. Ultimate load capacity of axially loaded vertical piles from full scale load test. Results Interpretations. Apllied to 20 Case Histories. International Conference on Civil Engineering for Sustainable Development (ICCESD-2012). KUET. Khulna. Bangladesh. 2012.
11. Fengier J., Pożarycki A., Garbowski T. Stiff-plate bearing test simulation based on FWD results. Procedia Engineering. 2013. Pp. 270-277.
12. Badelow F., Poulos H.G. Geotechnical foundation design for some of the world's tallest buildings. 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. ARC 2015: New Innovations and Sustainability. 2015. Pp. 96-108.
13. Kashirskij B.I., Dmitriev S.V. Current state and prospects of plate-bearing test. Engineering News. Vol. 13. No 1. 2019. Pp. 6-17.
14. Samokhvalov M. Mobile installation for static testing of soils with piles. Patent № 2800985 of the Russian Federation.
15. Samokhvalov M., Demin V., Matyukov A., Paronko A. Mobile unit for static testing of soils with piles and stamps. E3S Web of Conferences. Volume 363. 2023. Pp.1-8.

MOBILE UNIT FOR STATIC TESTING OF SOILS WITH PILES AND STAMPS

M. A. Samokhvalov[1], V. A. Demin[2], A. A. Efimov[3], Yu. V. Naumkina[4]

Tyumen Industrial University[1,2,3,4]

Russia, Tyumen

[1]PhD of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Construction Production,
Tel.: +7(919)9431379, e-mail: samohvalovma@tyuiu.ru
[2]PhD of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures,
Tel.: +7(905)8201026, e-mail: deminva@tyuiu.ru
[3]PhD of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures,
Tel.: +7(904)4950720, e-mail: efimovaa@tyuiu.ru
[4]PhD of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures,
Tel.: +7(922)2676338, e-mail: naumkinajv@tyuiu.ru

Problem statement. To develop and justify the effectiveness of using a domed prefabricated steel structure for engineering and geological surveys, including those carried out in remote and hard-to-reach regions, difficult ground conditions and cramped construction conditions.

Results. A domed prefabricated steel structure has been developed for soil testing, consisting of three main elements: a geodesic dome, anchors located at its base and tension elements. The pile or die is loaded using a hydraulic jack and a manual hydraulic pump. The thrust force from the jack is evenly distributed through the upper node of the geodesic dome along the tension elements and is perceived by anchors that work to pull out. To determine the load-bearing capacity of the anchors, they were tested for pull-out loads. The main advantages of the dome structure are: compactness - during transportation, all elements are placed in a wooden basket measuring 1x1.2 m; lightness - the structure's own weight of 1.5 tf is 100 times less than the maximum load of 150 tf; protection - the use of an awning covering the dome allows for reliable protection of displacement measurement sensors and other equipment from the influence of atmospheric influences (solar radiation, rain, snow, wind), as well as a more technologically advanced organization of soil heating in the winter.

Conclusions. The use of a domed prefabricated structure for conducting static tests of soils will allow this type of work to be performed with maximum efficiency by reducing up to 75% additional financial costs for transportation costs, organizing the work site and access roads, creating a load from massive building materials (road slabs, foundation blocks), as well as significantly reduce operating time due to their parallel execution by several dome structures.

Key words: static testing of soils with piles and stamps, small-sized mobile installation, indentation load, prefabricated thrust structure, geodesic dome, anchors.

ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ СТАТЕЙ

1. К рассмотрению принимаются научные статьи общим объемом от 8 до 16 страниц. Материал статьи следует представить в редакцию в электронном и печатном виде.

2. Формат страницы – А4. Поля: верхнее – 2, нижнее – 3, правое и левое – 2 см.

Шрифт текста – Times New Roman с одинарным интервалом. Размер шрифта основного текста – 12 пт. Аннотация, ключевые слова, подрисуночные подписи, информация об авторах – 10 пт. Абзацный отступ – 1,25 см.

3. Структура статьи:

3.1. УДК (приводится в левом верхнем углу);

3.2. Название статьи (шрифт – 12 пт., жирный);

3.3. Имя, отчество, фамилия автора (-ов);

3.4. Сведения об авторе(-ах): ученая степень, ученое звание, занимаемая должность, место работы, город, контактная информация;

3.5. Аннотация (основная информация о статье и полученных результатах исследования; требуемый объем аннотации – от 100 до 250 слов);

3.6. Ключевые слова (основные понятия, рассматриваемые в статье);

3.7. Текст статьи;

3.8. Библиографический список (на русском и английском языках);

3.9. Пункты 3.2–3.6 на английском языке. Предлагаемый перевод должен полностью соответствовать тексту на русском языке;

3.10. Сведения о финансировании (если есть).

4. Основной текст статьи должен быть структурирован (введение, постановка задачи, методы исследования, результаты, выводы или заключение и т.п.).

5. Рисунки и таблицы располагаются по мере их упоминания в тексте. Рисунки в виде ксерокопий из книг и журналов, а также плохо отсканированные не принимаются.

6. Ссылки на литературу в статье указываются в квадратных скобках (например, [1]).

Библиографический список приводится в конце статьи (по порядку упоминания в тексте) и оформляется по ГОСТ Р 7.05-2008 «Библиографическая ссылка. Общие требования и правила составления». Самоцитирование не более 30 %.

7. Для публикации статьи необходимо выслать на почтовый адрес редакции внешнюю рецензию. Обращаем внимание авторов на то, что наличие внешней рецензии не отменяет внутреннего рецензирования и не является основанием для принятия решения о публикации.

8. Все представленные в редакцию материалы проверяются в программе «Антиплагиат». Автор несет ответственность за научное содержание статьи и гарантирует оригинальность представляемого материала.

9. Редакция имеет право производить сокращения и редакционные изменения текста рукописи.

ПО ВСЕМ ВОПРОСАМ,
СВЯЗАННЫМ С ПУБЛИКАЦИЕЙ СТАТЕЙ, ОБРАЩАТЬСЯ:

главный редактор – Сафронов Владимир Сергеевич, д-р техн. наук, проф.,
зам. главного редактора – Козлов Владимир Анатольевич, д-р физ.-мат. наук, проф.,
ответственный секретарь – Габриелян Грайр Егишеевич, канд. техн. наук, доцент.

Почтовый адрес редакции: 394006 г. Воронеж, ул. 20-летия Октября, д. 84, ком. 2211.
Тел./факс: +7(473)271-52-30, e-mail: vss22@mail.ru.