



ISSN 2219-1038

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал

Выпуск №1 (8), 2014

СОДЕРЖАНИЕ

Учредитель

Федеральное государственное
бюджетное образовательное
учреждение высшего
профессионального
образования
«Воронежский
государственный
архитектурно-строительный
университет»

Издатель

Строительный факультет

Главный редактор

Сафронов В.С., д.т.н., проф.

Зам. главного редактора

Ефрюшин С.В., к.т.н., доц.

Ответственный секретарь

Габриелян Г.Е., к.т.н., доц.

Технический секретарь

Флавианов В.М., м.н.с.

Члены редколлегии

Борисов Ю.М., д.т.н., проф.

Шитикова М.В., д. ф.-м. н., проф.

Шапиро Д.М., д.т.н., проф.

Орлов А.С., д.т.н., проф.

Свентиков А.А., д.т.н., проф.

Иванов Ю.В., к.т.н., доц.

Андреев А.В., к.т.н., доц.

Рогатнев Ю.Ф., к.т.н., доц.

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

Сафронов В.С., Антипов А.В.

Анализ современного состояния развития теории динамического воздействия от танцующих групп людей на строительные конструкции зданий и сооружений

5

Аверин А.Н., Шевченко Е.А.

Анализ напряженно-деформированного состояния плиты с несимметрично расположенным квадратным отверстием

16

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Петреня Е.Н., Петранин А.А.

Традиционные и альтернативные конструкции транспортных переходов через широкие водные преграды

25

Сафронов В.С., Доманова Ю.А.

Расчетная схема висячего трубопровода для статического анализа несущей системы на действие вертикальной нагрузки

49

Ефрюшин С.В., Пузаков А.Ю.

Оценка динамической реакции конструкций путепровода на микросейсмическое воздействие от железнодорожного подвижного состава

57

Викулов М.А.

Грузоподъемность промежуточной опоры моста через р. Красивая Меча с учетом перераспределения усилий при жесткопластической работе железобетона

71

Шапиро Д.М., Тютин А.П.
Нелинейное деформирование и несущая способность
мостовых плитно-балочных железобетонных
пролетных строений 78

Гриднев С.Ю., Будковой А.Н.
Сопоставление результатов расчета колебаний
балочной системы при переходных режимах движения
автоцистерн с экспериментальными данными 88

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Синозерский А.Н., Мухтаров Р.А.
Базовые показатели и экстремальные напряжения
условных предельных состояний внецентренно
сжимаемых элементов из мелкозернистого бетона 95

**Поликутин А.Э., Константинов И.А., Нгуен З.Ф.,
Чыонг З.Х.**
Исследование прочности наклонных сечений
двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов
при изменении величины относительного пролета среза 106

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Варнавский В.С., Болотов А.О.
Численное исследование несущей способности
металлической рамы на основе программного
комплекса ЛИРА 116

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Леденев В.Н., Аль-Бухейти А.Я.
Перемещения ненагруженного фундамента
от влияния нагруженного 125

Попечительский совет

ООО «Предприятие
Инвестстройиндустрия»
в лице директора
Ушакова И.И.

ООО «Предприятие
по инженерному и научно-
техническому обслуживанию
строительного комплекса
«СтройНаука»
в лице зам. директора
Глушкова А.В.

ОАО Воронежский филиал
ГИПРОДОРНИИ
в лице ген. директора
Мажарова А.В.

© Воронежский ГАСУ, 2014

Адрес редакции: 394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84
Тел./ факс: +7(473) 2715230

По вопросам размещения статей просьба обращаться
по адресу:

394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84
Тел./факс: +7 (473) 271-52-30

главному редактору, д-ру техн. наук, проф. **Сафронову Владимиру Сергеевичу**,
тел./ факс: +7 (473) 2715230, E-mail: vss22@mail.ru

зам. гл. редактора, канд. техн. наук, доц. **Ефрюшину Сергею Владимировичу**,
тел./ факс: +7 (473) 2715230 0, E-mail: ooo.stroynauka@mail.ru

отв. секретарю, канд. техн. наук, доц. **Габриеляну Грайру Егшеевичу**
тел./ факс: +7 (473) 2715230, E-mail: grayr2010@rambler.ru



Founder

State Educational Institute
of Higher Vocational Education

Voronezh State University
of Architecture
and Civil Engineering

Editor

Constructional Department

Chief Editor

Dr of Sc. Tech. Prof.
V.S. Safronov.

Deputy of Chief Editor

PhD S.V. Efrushin

Senior Secretary

PhD G.E. Gabrielyan

Technical Secretary

Sc. associate V.M. Flavianov

Члены редколлегии

Dr of Tech. Sc, Prof. Y.M. Borisov

Dr of Math Prof. M.V. Shitikova

Dr of Tech Sc D.M. Shapiro

Dr of Tech Sc A.S. Orlov

Dr of Tech Sc A.A. Sventikov

PhD Y.V. Ivanov

PhD A.V. Andreev

PhD Y.F. Rogatnev

ISSN 2219-1038 STRUCTURAL MECHANICS AND CONSTRUCTIONS

Scientific-Technical Journal

Issue №1(8), 2014

CONTENTS

STRUCTURAL MECHANICS AND STRENGTH OF MATERIALS

Safronov V.S., Antipov A.V.

Analysis of the modern state of the development of the theory of dancing people dynamic effect on structural construction of buildings and structures 5

Averin A.N., Shevchenko E.A.

The analysis of deflected mode is fulfilled by the method of final element of a slab with asymmetrically placed square holes 16

CALCULATION AND DESIGN OF BRIDGES AND TRANSPORT STRUCTURES

Petrenya E.N., Petranin A.A.

Traditional and alternative construction of transport crossing the wide water obstacles 25

Safronov V.S., Domanova Y.A.

Design model of suspension pipeline for static analysis of bearing system under vertical load 49

Efrushin S.V., Puzakov A.Yu.

Assessment of overbridge structure dynamic reaction on microseismic impact coming from railway vehicles 57

Vikulov M.A.

Load carrying capacity of bridge abutment over the river Krasivaya mecha with account of redistribution of strength during rigidly plastic reinforced concrete operation 71

Shapiro D.M., Tyutin A.P.
Calculation and design of prestressed ferroconcrete beam spans of road bridges **78**

Gridnev S.YU., Budkovoy A.N.
Comparison of calculation results of beam system vibration during tank lorries transient travel with the experimental findings **88**

CALCULATION AND DESIGN OF REINFORCED STRUCTURES

Sinozersky A.N., Muhtarov R.A.
Basic performances and extreme strength of conditional limiting state of eccentric-compressed members from fine concrete **95**

Polikutin A.E., Nguyen D.P., Konstantinov I.A., Truong H.D.
The research of two-layer concrete-cauton flexible members while changing the size of relative cross section span **106**

CALCULATION AND DESIGN OF METAL STRUCTURES

Varnavsky V.S., Bolotov A.O.
Numerical investigation of bearing capacity of metal frame using computational complex lira **116**

CALCULATION AND DESIGN OF BASES AND FOUNDATIONS

Ledenev V.V., Al-Bukhaiti A.Y.
Deformation of unstressed foundation under the impact of stressed one **125**

Board of Trustees

Ltd. «Enterprise Investroyindustriya»
Director **I.I. Ushakov**

Ltd. «Enterprise on Engineering and Scientific Service of Building Complex StroyNauka»
Deputy Director
A.V. Glushkov

Ltd. «Voronezh department of Giprodornii»
Chief Executive Officer
A.V. Mazharov

© Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering 2014

Address: 84, 20-letie Oktyabrya st. 394006 Voronezh, Russia
Tel./ fax.: +7 (473) 2715230

Concerning the articles publication one can address:
84,20-letie Oktyabrya st. Voronezh 394006, Russia
Chief editor Dr Sc.Tech. Prof.Vladimir Sergeevich Safronov
Tel./fax: +7 (473) 2715230
E-mail: vss22@mail.ru

Deputy of Chief editor PhD, Associate Professor
Sergei Vladimirovich Efrushin
Tel./fax: +7 (473) 2715230
E-mail: ooo.stroynauka@mail.ru

Senior secretary:
PhD, Associate Professor Gabrielyan Grayr Egisheevich
Tel./fax: +7 (473) 2715230
E-mail: grayr2010@rambler.ru

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

УДК 624.04+624.6

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры
строительной механики*

В.С. Сафронов

Аспирант кафедры строительной механики

А.В. Антипов

Россия, г. Воронеж, тел. 8(473) 263-07-57

e-mail: vss22@mail.ru

*Voronezh State University of Architecture and
Civil Engineering*

*Dr. of Tech. Sc., Professor of Department
of Structural Mechanics*

V.S. Safronov

Postgraduate of Department of Structural Me-

chanics A.V. Antipov

Russia, Voronezh, tel. 8(473)263-07-57

e-mail: vss22@mail.ru

В.С. Сафронов, А.В. Антипов

АНАЛИЗ СОВРЕМЕННОГО СОСТОЯНИЯ РАЗВИТИЯ ТЕОРИИ ДИНАМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ОТ ТАНЦУЮЩИХ ГРУПП ЛЮДЕЙ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Представлен обзор публикаций в России и за рубежом, посвященных теории динамического воздействия от групп танцующих людей на несущие конструкции зданий и сооружений. Исходя из практической важности рассматриваемой проблемы для обеспечения эксплуатационной надежности строительных конструкций сформулированы перспективы ее дальнейшего развития.

V.S. Safronov, A.V. Antipov

ANALYSIS OF THE MODERN STATE OF THE DEVELOPMENT OF THE THEORY OF DANCING PEOPLE DYNAMIC EFFECT ON STRUCTURAL CONSTRUCTION OF BUILDINGS AND STRUCTURES

The survey of publications in Russia and broad devoting to the theory of dancing people dynamic effect on bearing capacity of buildings and structures is presented in the article. Due to practical importance of the analyzed problem for provision of operation reliability of structures the development prospects are formulated.

Введение

Танцы, аэробика и другие совместные движения групп людей часто синхронизированы с музыкальными ритмами или другими источниками эмоционального возбуждения. В иностранной литературе вызываемое от ритмичных движений группы людей воздействие называют “танцевальной нагрузкой”.

В России основной действующий нормативный документ, устанавливающий требования по назначению нагрузок, воздействий и их сочетаний, учитываемых при расчетах зданий и сооружений по предельным состояниям первой и второй групп, - свод правил СП 20.13330.2011 [1]. Согласно его классификации нагрузка от веса людей, находящихся на перекрытии концертного зала, относится к кратковременной и принимается при расчетах несущих конструкций здания или сооружения по 1-й группе предельных состояний равномерно

распределенной с полным нормативным значением $P_f=4,0$ кПа с коэффициентом надежности $\gamma_f=1,2$ без учета динамического воздействия. Нормативным документом СП 20.13330.2011 для предотвращения вредных воздействий и ощущений дискомфорта при колебаниях ограничиваются лишь перемещения несущих конструкций перекрытий танцевальных залов при расчетах по 2-й группе предельных состояний.

Согласованные с музыкальными ритмами движения больших скоплений людей при проведении различных массовых развлекательных мероприятий (рок-концерты, дискотеки и т.п.) могут вызывать в элементах несущих конструкций значительные силы инерции и высокий уровень колебаний. При проектировании конструкций, которые во время эксплуатации могут подвергаться влиянию интенсивных динамических воздействий, ограничиться статическим расчетом недостаточно, и необходимо выполнять специальные расчеты, учитывающие особенности динамических воздействий на несущие конструкции зданий и сооружений.

В отечественной нормативно-технической и справочной литературе отсутствуют какие-либо экспериментальные и теоретические исследования, а также рекомендации по учету танцевальных нагрузок, которые могли бы использоваться для описания динамического воздействия от синхронных движений танцующих или прыгающих групп людей. Обзор зарубежных материалов по рассматриваемой проблеме показал существенный интерес при изучении рассматриваемой проблемы.

В настоящей статье представлен краткий обзор современного состояния теории динамического воздействия от групп танцующих людей на строительные конструкции зданий и сооружений, которые позволили оценить перспективы дальнейшего ее развития.

1. Отечественные публикации

Из российских публикаций по рассматриваемой проблеме отметим статью Ю. П. Назарова и В.Н. Симбиркина [2], посвященную результатам динамического расчета параметров колебаний трибун проектируемого Центрального стадиона для проведения в 2014 г. Зимних олимпийских игр в г. Сочи. В статье отмечаются следующие особенности динамического воздействия больших групп людей на строительные конструкции:

- согласно результатам мониторинга и специально поставленным экспериментам наиболее значимые воздействия на трибуны стадионов зрители оказывают в диапазоне частот от 1,5 до 3,3 Гц;

- наилучшая синхронность движений значительной группы людей была зафиксирована при частоте около 2,0 Гц во время проведения концертов рок-групп, поскольку такт звучащей музыки обеспечивает наилучшую согласованность движений большого числа людей;

- наиболее значимое воздействие на трибуны зрители оказывают во время подпрыгиваний.

Авторы статьи [2] при выборе математического описания динамического воздействия зрителей на трибуны используют данные статьи J.H. Sim [12], в которой рассматриваются аналогичные исследования вибраций конструкций трибун стадионов.

Применительно к воздействиям на строящиеся и эксплуатируемые пешеходные мостовые сооружения исследования динамики одиночных пешеходов и их групп проводились в Москве и Воронеже в 80-ые годы прошлого столетия [3-6]. Особенностью этих исследований является использование составных динамических моделей пешеходов.

Первые теоретические и экспериментальные исследования поведения несущих конструкций зданий при проведении массовых развлекательных мероприятий описываются нами в статье [6].

2. Информация из зарубежных источников

Обзор зарубежной технической литературы по динамике сооружений показал, что во многих странах анализу колебаний конструкций зданий и сооружений, вызванных воздействием от ритмичных движений людских масс, в разные годы было посвящено большое ко-

личество экспериментальных, натуральных и численных исследований, многие из которых были согласованы между собой.

Существенный вклад в банк экспериментальных данных по рассматриваемой проблеме внесли работы канадских специалистов [9] при подготовке Национального Строительного Кода (NBC) 1985 года [8]. Эти изыскания были направлены на определение допустимых уровней колебаний конструкций, которые при эксплуатации могут подвергаться воздействию танцевальной нагрузки.

На рис. 1 приведена экспериментально полученная с использованием оборудованной тензометрическими датчиками силы специальной платформы, динамически изменяющаяся во времени функция распределенной по площади платформы нагрузки и соответствующий ей частотный спектр от синхронного воздействия 8-ми прыгающих человек с частотой 2,1 Гц [10]. Статический вес людей при этом составлял $w_p=5,7$ кПа.

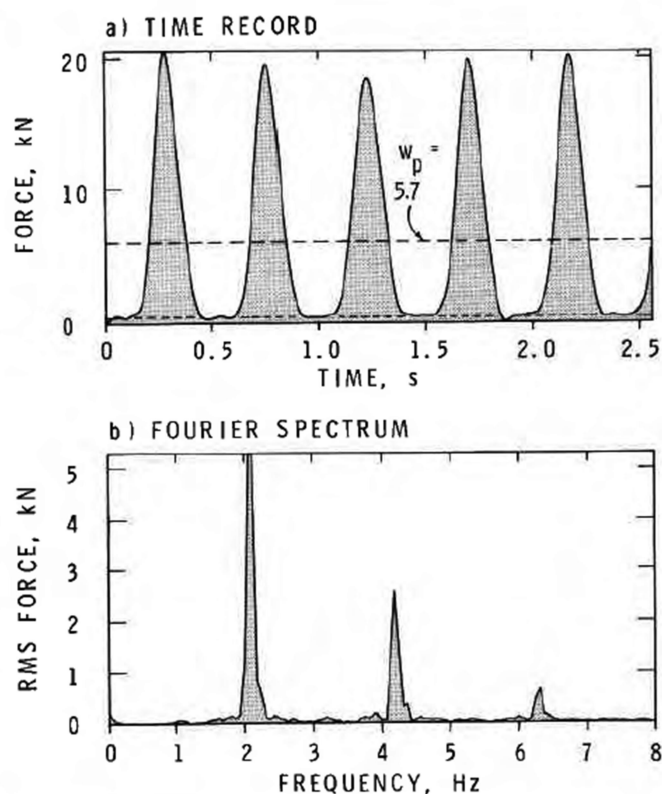


Рис. 1. Экспериментальный график динамического воздействия и его амплитудно-частотный спектр от синхронно прыгающих 8-ми человек с частотой 2,1 Гц

В серии экспериментов было установлено следующие закономерности:

- динамическое вертикальное воздействие на платформу от ритмично двигающихся и синхронно подпрыгивающих групп людей представляет собой периодически повторяющиеся и следующие друг за другом с небольшими разрывами импульсы в форме, близкой к полусинусоидальной;
- паузы между импульсами соответствуют продолжительности синхронного отрыва танцоров от платформы;
- при интенсивных ритмичных движениях группы людей наилучшая синхронность оказываемого ими вертикального воздействия на платформу наблюдалась в диапазоне частот от 2 до 3 Гц;

- поскольку динамическое воздействие носит не гармонический, а периодический характер, в его частотном спектре присутствуют высшие гармоники, кратные низшей (танцевальной) частоте;

- основная составляющая динамического воздействия сосредоточена в танцевальной частоте;

- при увеличении численности группы людей амплитуды высокочастотных гармоник в спектре уменьшаются, что связано со снижением степени согласованности в ритмичных движениях танцующих.

В 1985 году в указания NBC был включен пункт, требующий при проектировании сооружений с основной собственной частотой ниже 6 Гц, которые при эксплуатации могут подвергаться рассматриваемому динамическому воздействию, выполнять динамический расчет.

Британский Стандарт по нагрузкам и воздействиям BS 6399 [7] при выполнении динамических расчетов конструкций предлагает функцию танцевальной нагрузки задавать периодической в следующем виде (рис. 2):

$$P(t) = \begin{cases} k_p G \sin(\pi t / t_p), & 0 \leq t \leq t_p; \\ 0, & 0 < t \leq T_p; \end{cases} \quad (1)$$

где G – статический вес группы людей;

P_{\max} – пиковое значение динамической нагрузки;

$k_p = \frac{P_{\max}}{G}$ – динамический коэффициент;

t_p – длительность контакта;

T_p – период повторений импульсов.

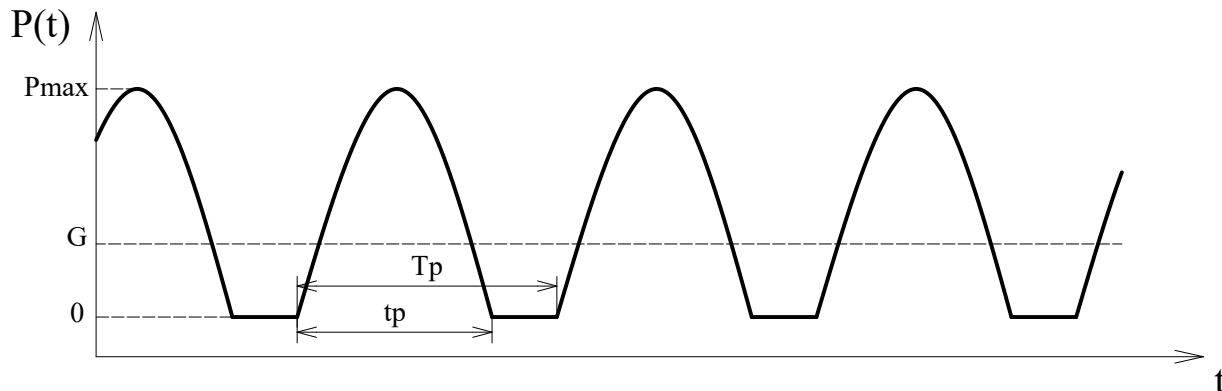


Рис. 2. Динамическая модель танцевальной нагрузки

Техническая частота танцевальной нагрузки $1/T_p$ зависит от частоты музыкального ритма. В диссертационной работе [16] приводятся результаты нескольких натуральных исследований, проведенных различными авторами в разные годы с целью определить частотный диапазон для различных музыкальных ритмов. Анализ музыкальных мелодий при проведении различных поп- и рок-концертов выявил частотный диапазон от 0,49 до 3,28 Гц. Британские нормы BS 6399 частоту танцевальной нагрузки рекомендуют принимать для немногочисленных групп танцующих людей в диапазоне частот $1,5 \div 3,5$ Гц, для больших групп — $1,5 \div 2,8$ Гц. Отметим, что для многочисленных групп людей верхний предел частоты возмущения снижен из-за потери степени согласованности в ритмичных движениях танцующих, зафиксированный при проведении экспериментальных и натуральных исследований.

В большинстве имеющихся публикаций интенсивность танцевальной нагрузки характеризуется следующими двумя параметрами:

- динамическим коэффициентом k_p ;
- коэффициентом контакта α , определяемым из выражения

$$\alpha = \frac{t_p}{T_p} \leq 1. \quad (2)$$

При этом отмечается, что для различных по интенсивности танцевальных воздействий среднее значение динамической нагрузки $P(t)$ за один период T_p всегда равно статическому весу танцующих людей G . Отсюда, интегрируя нагрузку $P(t)$ в течение длительности контакта t_p , получается следующее уравнение:

$$\frac{1}{T_p} \int_0^{t_p} k_p G \sin(\pi t / t_p) = G. \quad (3)$$

Из соотношения (3) следует, что динамический коэффициент k_p обратно пропорционален длительности контакта t_p танцующих (прыгающих) людей с конструкцией перекрытия:

$$k_p = \frac{\pi}{2\alpha}. \quad (4)$$

На основе многочисленных исследований канадских и британских специалистов нормы BS 6399 рекомендуют для практического использования следующую классификацию различных по интенсивности танцевальных воздействий (табл. 1), в которой выделено четыре типа активности в зависимости от величины коэффициенты контакта α .

Таблица 1

Тип активности	Коэффициент контакта α	Динамический коэффициент k_p
Ходьба, аэробные упражнения низкой интенсивности	2/3	2,4
Ритмичные движения, аэробные упражнения высокой интенсивности	1/2	3,1
Подпрыгивания средней интенсивности	1/3	4,7
Подпрыгивания высокой интенсивности	1/4	6,3

Наряду с периодическим представлением танцевальной нагрузки в форме (1) используется его разложение в ряд Фурье:

$$P(t) = G \left\{ 1 + \sum_{n=1}^{\infty} \left[a_n \cos\left(\frac{2\pi n}{T_p} t\right) + b_n \sin\left(\frac{2\pi n}{T_p} t\right) \right] \right\} = G \left[1 + \sum_{n=1}^{\infty} r_n \sin\left(\frac{2\pi n}{T_p} t + \varphi_n\right) \right], \quad (5)$$

где коэффициенты ряда определяются следующими выражениями:

$$\begin{aligned} a_n &= \frac{2}{GT_p} \int_0^{T_p} P(t) \cos\left(\frac{2\pi n}{T_p} t\right) dt; \\ b_n &= \frac{2}{GT_p} \int_0^{T_p} P(t) \sin\left(\frac{2\pi n}{T_p} t\right) dt; \\ r_n &= \sqrt{a_n^2 + b_n^2}; \quad \varphi_n = \arctg \frac{a_n}{b_n}. \end{aligned} \quad (6)$$

Такое представление динамической нагрузки также содержит постоянную нагрузку, равную статическому весу группы людей G , и ряд гармоник с частотами $\theta_n = 2\pi n / T_p$. В этом случае коэффициенты r_n и φ_n представляют собой амплитуду и фазу n -й гармоники. Частоты высших гармоник ($n > 1$) кратны основной частоте возмущения $\theta_1 = 2\pi / T_p$.

Для наглядного представления на рис. 3 и 4 показаны графики функции танцевальной нагрузки с частотой 2 Гц и коэффициентом контакта $\alpha = 1/2$, полученные по выражениям (1) и (5) с удержанием 4-х членов ряда, а также гармонические составляющие танцевальной нагрузки.

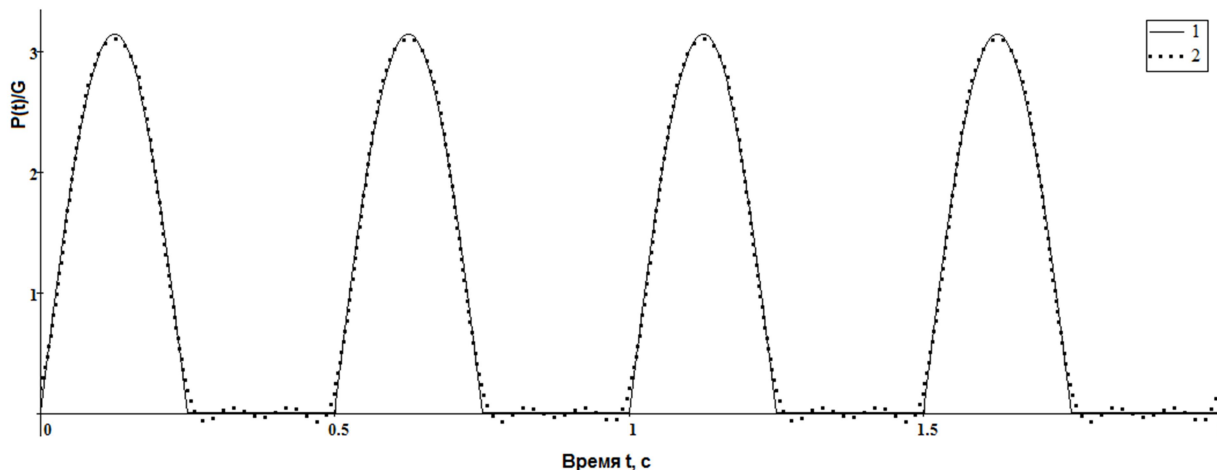


Рис. 3. Графическое представление разложения в ряд Фурье периодической танцевальной нагрузки с удержанием 4-х гармоник при величине коэффициента контакта $\alpha = 1/2$:
1 – график функции по формуле (1), 2 – график функции по формуле (5)

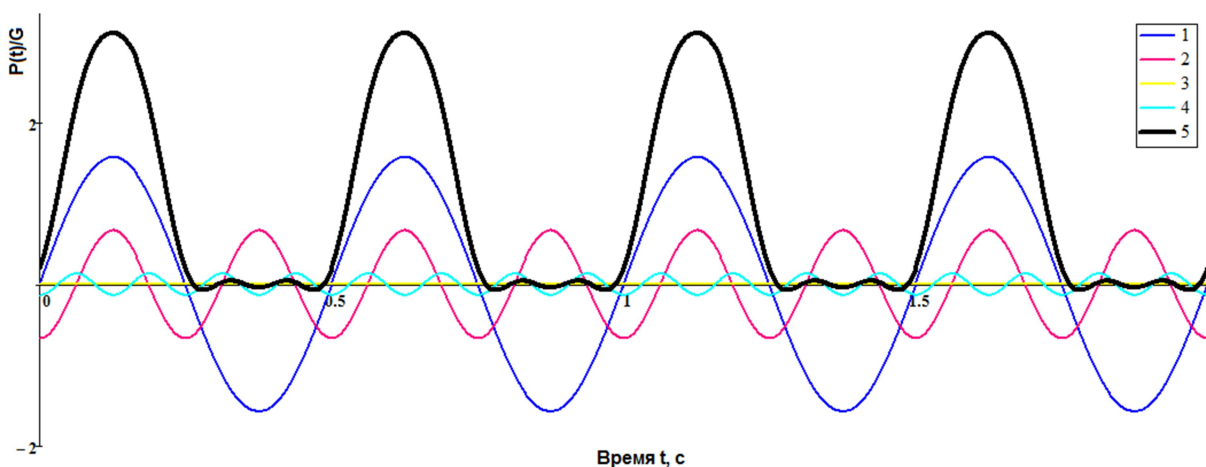


Рис. 4. Гармонические составляющие танцевальной нагрузки:
1 – основная гармоника ($n=1$), 2-4 – высшие гармоники ($n=2, 3, 4$),
5 – график функции по формуле (5)

В статье [12] Ellis и Ji использовали разложение танцевальной нагрузки (1) в ряд Фурье (5) для получения аналитического решения уравнения движения прямоугольной плиты из линейно-упругого материала, шарнирно закрепленной по всем сторонам. При этом использовалось уравнение движения Лагранжа и коэффициенты разложения для прогибов по Навье принимались в качестве обобщенных координат. Танцевальная нагрузка и масса плиты принимались равномерно распределенными по всей площади плиты. Инертность танцующих людей в динамических расчетах не учитывалась. Авторы статьи сделали вывод, что для по-

лучения приемлемого решения при разложении танцевальной нагрузки в ряд Фурье достаточно удержать число гармоник $n > \omega / \theta_p$, где ω – низшая частота свободных колебаний конструкции, θ_p – частота танцевальной нагрузки. Например, при $\omega / \theta_p = 6,0 \text{ Гц} / 2,8 \text{ Гц} = 2,14$ достаточно удержать 3 гармоники.

На рис. 5 приведены перемещения в центре прямоугольной шарнирно закрепленной по всем сторонам плиты, полученные Ellis и Ji по аналитической и конечно-элементной моделям [13]. Танцевальная нагрузка задавалась с параметрами $T_p = 0,4$ и $\alpha = 0,5$. Сравнение результатов аналитического и численного расчетов выявило незначительные различия в начале колебаний, связанные с присутствием в конечно-элементной модели переходного режима, который в демпфированной системе быстро затухает. В конечно-элементной модели танцевальная нагрузка задавалась по выражению (1) и учитывались высокочастотные формы колебаний. В аналитическом решении рассматривалась только основная частота свободных колебаний плиты. Авторы сделали вывод, что высшие формы свободных колебаний незначительно влияют на реакцию плиты при танцевальной нагрузке.

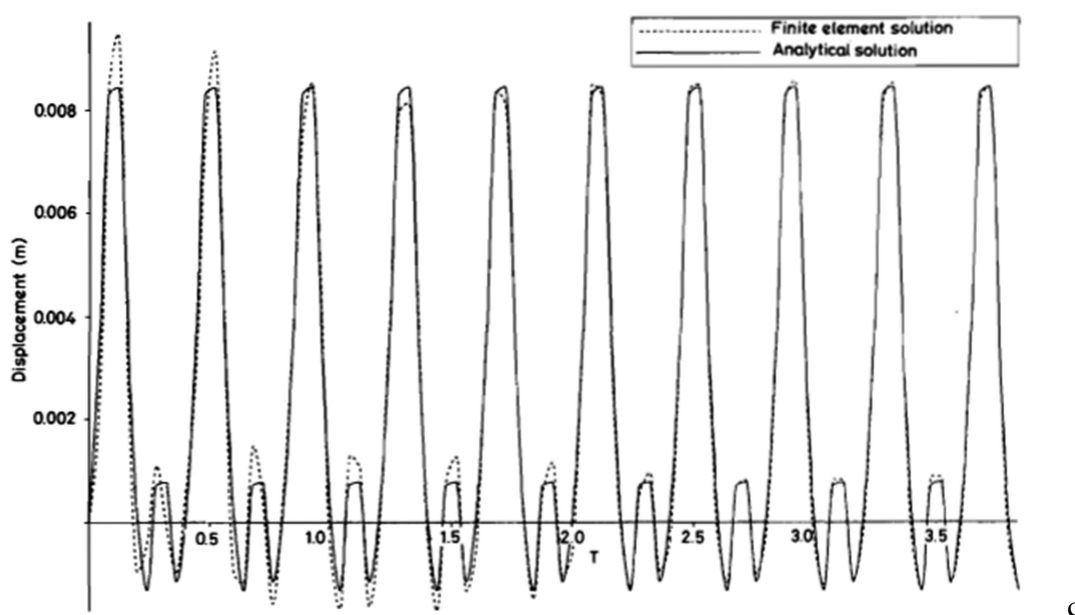


Рис. 5. Сравнение перемещений в центре прямоугольной шарнирно закрепленной по всем сторонам плиты, полученных по аналитической и конечно-элементной моделям

В статье [13] те же специалисты приводят результаты экспериментальных и численных исследований, выполненных с использованием шарнирно закрепленной по концам железобетонной балки размером $3,0 \times 0,4 \times 0,083$ м. При периодических подпрыгиваниях человека весом 65 кг в середине пролета балки специальными приборами регистрировались перемещения, скорости и ускорения. Авторы статьи экспериментально доказали, что при совпадении собственной частоты конструкции с частотой высшей гармоники рассматриваемого периодического воздействия происходит резонансное увеличение амплитуд ускорений, что важно с точки зрения физиологического воздействия колебаний на людей. В эксперименте при приближении частоты воздействия $\theta_p = 2,4$ Гц к собственной частоте балки $\omega = 14,4$ наблюдалось резкое возрастание амплитуд ускорений. Расчеты показали, что теоретически при резонансе с 6-ой гармоникой воздействия амплитуды составят около 0,6g. Однако авторы статьи отмечают, что в действительности такого высокого уровня ускорений добиться практически невозможно, поскольку при незначительном отклонении от точного совпадения ам-

плитуды ускорений значительно уменьшаются: при $\theta_p = 2,37$ Гц по расчету 0,2g. Последний уровень ускорений и был зафиксирован в ходе экспериментов.

Британские нормы BS 6399 рекомендуют проектировать конструкции, которые при эксплуатации могут подвергаться рассматриваемому динамическому воздействию, с собственной частотой колебаний в вертикальной плоскости не ниже 8,4 Гц.

В табл. 2 представлены амплитуды r_n и фазы φ_n для первых 4-х гармоник для различных по интенсивности танцевальных нагрузок, полученные по формулам для коэффициентов Фурье, которые Ellis и Ji в статье [8] связали с коэффициентом контакта α . Авторы статьи отметили, что полученные теоретические коэффициенты Фурье r_n близки к аналогичным, полученным ранее канадскими исследователями (см. в [13, табл. 1]), экспериментальным параметрам.

На рис. 6 для наглядности в масштабе показаны величины амплитуд r_n первых 4-х гармоник для различных по интенсивности танцевальных нагрузок.

Таблица 2

Коэффициенты Фурье для различных по интенсивности танцевальных нагрузок

Тип активности	α		n=1	n=2	n=3	n=4
Ходьба, аэробные упражнения низкой интенсивности	2/3	r_n	1,28571	0,16364	0,13333	0,03644
		φ_n	$-\pi/6$	$-5\pi/6$	$-\pi/2$	$-\pi/6$
Ритмичные движения, аэробные упражнения высокой интенсивности	1/2	r_n	1,57080	0,66667	0	0,13333
		φ_n	0	$-\pi/2$	$-\pi$	$-\pi/2$
Подпрыгивания средней интенсивности	1/3	r_n	1,80000	1,28571	0,66667	0,16364
		φ_n	$\pi/6$	$-\pi/6$	$-\pi/2$	$-5\pi/6$
Подпрыгивания высокой интенсивности	1/4	r_n	1,88562	1,57080	1,13137	0,66667
		φ_n	$\pi/4$	0	$-\pi/4$	$-\pi/2$

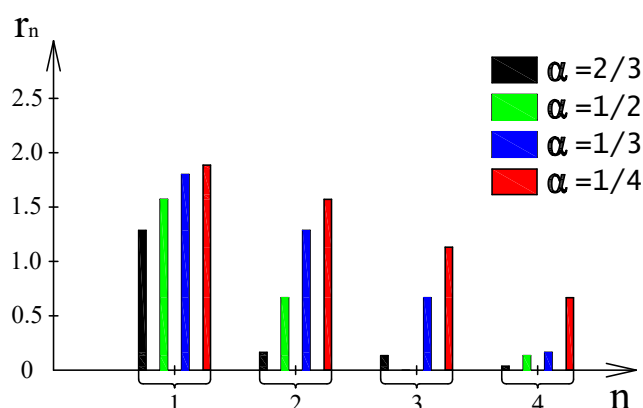


Рис. 6. Амплитудные спектры для различных по интенсивности танцевальных нагрузок

Из представленных на рис. 5 амплитудных спектров видно, какие гармоники являются существенными в зависимости от интенсивности танцевальной нагрузки, характеризуемой

коэффициентом контакта α . Так, например, при низком уровне интенсивности танцевальной нагрузки ($\alpha = 2/3$) основная ее часть приходится на основную частоту возмущения. При увеличении интенсивности танцевальной нагрузки амплитуды гармонических составляющих возрастают, и при высоком уровне интенсивности танцевальной нагрузки ($\alpha = 1/4$) вклад высших гармоник ($n=2, 3, 4$) становится существенным.

Модель динамической танцевальной нагрузки, описанная выше, основана на синхронных движениях всех людей в группе танцующих. Однако, как отмечалось ранее, в действительности не все люди синхронно двигаются во время танца. В результате этого при экспериментах и натурных исследованиях наблюдалось уменьшение динамического коэффициента k_p и амплитуд r_n гармонических составляющих танцевальной нагрузки.

Так, например, канадский исследователь Allen [11] измерял ускорения конструкции перекрытия, на котором проводились аэробные тренировки групп людей численностью от 10 до 25 человек. При этом основная частота создаваемого ими воздействия была зафиксирована в диапазоне от 2,25 до 3,03 Гц. Анализ данных выявил следующие амплитуды r_n гармонических составляющих: $r_1 = 1,5$, $r_2 = 0,3 \sim 0,8$, $r_3 = 0,06 \sim 0,15$.

Ellis и Ji в своих публикациях [14, 15] на основе натурных измерений колебаний перекрытия от воздействия танцующих людей численностью до 64 человек, развили модель танцевальной нагрузки (5) путем введения статистических характеристик ее параметров. В своей работе они также отмечают уменьшение динамического эффекта, связанного с нарушением синхронности в движениях танцующих для многочисленных групп людей.

По этой причине для больших групп танцующих нормы BS 6399 к динамическому воздействию предлагают вводить уменьшающий коэффициент, равный 0,67.

4. Рекомендации по перспективам развития теории по проблеме

Анализ зарубежных источников показал, что для малочисленных групп синхронно танцующих людей динамическая модель танцевальной нагрузки, которая описывается выражениями (1) или (5), хорошо согласуется с результатами экспериментов и натурных исследований. Однако для реальных танцевальных воздействий, возникающих, например, при проведении массовых мероприятий, например во время выступления популярных рок-групп, когда большие группы участников синхронно движутся в такт звучащей музыки, необходимо дальнейшее развитие рассматриваемой проблемы. По нашему мнению, это можно сделать на основе натурных измерений и численных исследований с использованием современных программных комплексов на базе метода конечных элементов. При этом большое значение имеют комплексные исследования, которые позволяют получить надежные данные для многообразных типов несущих конструкций зданий и сооружений, в которых проводятся массовые развлекательные мероприятия.

В перспективе рациональными являются следующие направления развития теории динамического воздействия от танцующих групп людей на строительные конструкции зданий и сооружений.

1. Разработка эффективной методики динамического расчета, учитывающей случайный фазовый параметр воздействий на основе метода статистических испытаний с построением распределений амплитуд отклика и оценкой максимального амплитудного значения при заданной обеспеченности.

2. Поиск опасного расположения на конструкции интенсивно танцующих людей для заданной собственной формы колебаний.

3. Поиск опасного расположения на конструкции интенсивно танцующих людей для сочетания нескольких собственных форм с помощью коэффициента участия.

4. Совершенствование следующих описанных в настоящей статье вариантов задания нагрузки от танцующих людей в динамических расчетах зданий и сооружений:

- с помощью действующих с постоянными паузами синусоидальных импульсов;
- с помощью заданного набора гармоник, соответствующих действительным воздействиям танцующих людей в произвольном ритме

5. Апробация следующих уточненных вариантов расчетных динамических конечно-элементных схем сооружений и моделей динамического воздействия от танцующих людей:

- строительная конструкция моделируется динамической расчетной схемой без учета инертности танцующих людей. Воздействие представляется распределенной по всей или части конструкции неинертной силовой нагрузкой с периодической во времени изменчивостью;
- на одной части строительной конструкции динамические воздействия и дополнительные инертные нагрузки отсутствуют, на другой – приложены неинертные силовые воздействия. На оставшейся части учитываются упруго прикрепленные инертные грузы, моделирующие спокойно стоящих людей.

Библиографический список

1. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Министерство Регионального развития РФ, М., 2011. – 96 с.
2. Назаров, Ю.П. Анализ и ограничение колебаний конструкций при воздействии людей/ Ю.П. Назаров, В.Н. Симбиркин // Вестник ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Исследования по теории сооружений. – 2009. – № 1 (XXVI). – С. 10-18.
3. Казей, И.И. Воздействие пешеходов на пролетные строения мостов / И.И. Казей, С.И. Казей. // Исследование работы мостовых конструкций в процессе строительства и эксплуатации. – М., 1982.
4. Ефрюшин, С.В. Исследование динамического воздействия одиночного пешехода на балочную систему / С.В. Ефрюшин // Инженерные задачи статики, динамики и устойчивости сооружений – Воронеж: изд-во ВГУ, 1985. – С. 131-138.
5. Ефрюшин, С.В. Расчет колебаний балочных мостов под воздействием потока пешеходов / С.В. Ефрюшин // Прикладные задачи теории сооружений, – Воронеж: изд-во ВГУ, 1987. – С. 54-60.
6. Сафронов, В.С. Колебания и прочность современных несущих конструкций зданий при проведении массовых развлекательных мероприятий/ В.С. Сафронов, А.В. Антипов// Строительная механика и конструкции. – Вып. 2(7) Воронеж, 2012. – С. 44-55.
7. BS 6399: Part 1: Code of Practice for Dead and Imposed Loads, British Standards Institution, London, 1996.
8. National Building Code of Canada, Ottawa, National Research Council of Canada, 1985.
9. Allen, D.E., Rainer, J.H. and Pernica, G. Vibration Criteria for Assembly Occupancies, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 12 Part 3, pp.716-623, 1985.
10. Allen, D. E. Building Vibration from Human Activities. ACI Concrete International: Design & Construction. Vol. 12, No. 6, p. 66-73, 1990.
11. Allen, D.E. (1990). “Floor vibrations from aerobics.” Canadian Journal of Civil Engineering, 17(5), 771-779.
12. Ellis B.R. and Ji T. Floor vibration induced by dance-type loads: theory. The Structural Engineer, 72(3), pp. 37–44, 1994.
13. Ellis B.R. and Ji T. Floor vibration induced by dance-type loads: verification. The Structural Engineer, 72(3), pp. 45–50, 1994.
14. Ellis B.R. and Ji T. The response of structures to dynamic crowd loads. BRE Digest, 426, 2004.
15. Ellis B.R. and Ji T. (2004). “Loads generated by jumping crowds: numerical modelling.” The Structural Engineer, 82(17), 35-40.

16. Sim J.H. Human-Structure Interaction In Cantilever Grandstands // Ph.D. Thesis, University of Oxford, 2006.

References

1. Building Regulations 20.13330.2011. Loadings and effects. Actualized edition of Building Regional development 2.01.07-85*. The Ministry of Regional Development of RF, M., 2011. – 96 p.
2. Nazarov, Yu.P. The analysis and limitation of vibration under people's effect/ Yu.P. Nazarov, V.N. Simbirkin // Bulletin of TsNIISK by. V.A. Kucherenko. Researches on theory of structures. – 2009. – № 1 (XXVI). – P. 10-18.
3. Kazei, I.I. Pedestrian's influence on spans / I.I. Kazei, S.I. Kazei. // Researches of bridge structures during construction and operation. – M., 1982.
4. Efrushin, S.V. Researches of dynamic influence of single pedestrian on beam system / S.V. Efrushin // Engineering problems of static, dynamic and stability of structures – Voronezh: publ. house of VGU, 1985. – P. 131-138.
5. Efrushin, S.V. Design of beam bridge under the influence of pedestrian stream / S.V. Efrushin // Applied problems of construction theory, – Voronezh: publ. house of VGU, 1987. – P. 54-60.
6. Safronov, V.S. Vibration and strength of modern bearing structures of buildings during entertainment events/ V.S. Safronov, A.V. Antipov// Structural mechanics and structures. – Voronezh, issue. 2(7), 2012. – P.44-55.
7. BS 6399: Part 1: Code of Practice for Dead and Imposed Loads, British Standards Institution, London, 1996.
8. National Building Code of Canada, Ottawa, National Research Council of Canada, 1985.
9. Allen, D.E., Rainer, J.H. and Pernica, G. Vibration Criteria for Assembly Occupancies, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 12 Part 3, pp.716-623, 1985.
10. Allen, D. E. Building Vibration from Human Activities. ACI Concrete International: Design & Construction. Vol. 12, No. 6, p. 66-73, 1990.
11. Allen, D. E. (1990). "Floor vibrations from aerobics." Canadian Journal of Civil Engineering, 17(5), 771-779.
12. Ellis B.R. and Ji T. Floor vibration induced by dance-type loads: theory. The Structural Engineer, 72(3), pp. 37–44, 1994.
13. Ellis B.R. and Ji T. Floor vibration induced by dance-type loads: verification. The Structural Engineer, 72(3), pp. 45–50, 1994.
14. Ellis B.R. and Ji T. The response of structures to dynamic crowd loads. BRE Digest, 426, 2004.
15. Ellis B.R. and Ji T. (2004). "Loads generated by jumping crowds: numerical modelling." The Structural Engineer, 82(17), 35-40.
16. J.H. Sim. Human-Structure Interaction In Cantilever Grandstands // Ph.D. Thesis, University of Oxford, 2006.

Ключевые слова: Синхронные воздействия масс людей, танцевальная нагрузка, эксперимент, динамический коэффициент, параметр контакта, вынужденные колебания, демпфирование, перемещения, ускорения, основная частота, высшие гармоники, фазовый параметр.

Keywords: synchronous effects of people's groups, experiments, coefficient of impact, parameter of contact, forced vibration, damping, movement, acceleration, fundamental frequency, higher harmonics, phase characteristics.

УДК 624.072

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительной механики
А.Н. Аверин
Магистрант кафедры
строительной механики
Е.А. Шевченко
Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473)271-52-30
e-mail:an_averin@mail.ru*

*Voronezh State University of Architecture and
Civil Engineering
PhD of Tech. Sc., Associate Professor
of Department of Structural Mechanics
A.N. Averin
Master of Department of Structural Mechanics
E.A. Shevchenko
Voronezh, Russia, tel.: 8(473)2715230
e-mail:an_averin@mail.ru*

А.Н. Аверин, Е.А. Шевченко

АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПЛИТЫ С НЕСИММЕТРИЧНО РАСПОЛОЖЕННЫМ КВАДРАТНЫМ ОТВЕРСТИЕМ

Выполнен анализ напряженно-деформированного состояния методом конечного элемента для плиты с несимметрично расположенным квадратным отверстием. Изучен вопрос прогнозирования развития трещин. Результаты численных исследований сопоставлены с экспериментальными данными.

A.N. Averin, E.A. Shevchenko

THE ANALYSIS OF DEFLECTED MODE IS FULFILLED BY THE METHOD OF FINAL ELEMENT OF A SLAB WITH ASYMMETRICALLY PLACED SQUARE HOLES

The analysis of deflected mode is fulfilled by the method of final element of a slab with asymmetrically placed square holes. The problem of propagation of cracking prediction has been studied. The results of numerical researches have been compared with experimental findings.

Введение

Наши исследования опираются на результаты экспериментов, изложенных в статье [1]. В работе описаны серии опытов с квадратными плитами с несимметричным квадратным отверстием.

Реальная конструкция с ростом внешней нагрузки проходит фазу линейной зависимости деформаций от напряжений. При дальнейшем увеличении нагрузки конструкция переходит в фазу нелинейной зависимости деформаций от напряжений [2, 3]. Исходя из этого, требуется показать, что характер разрушения плиты при работе ее в нелинейной фазе идентичен таковому при линейно-упругой ее работе.

Экспериментальные результаты статьи были использованы в качестве эталона нашего расчетного эксперимента.

1. Исходные данные задачи «квадратная плита с квадратным отверстием»

Для расчета в ПК SCAD была выбрана квадратная плита ПЛ-Д-64 (обозначение по данным статьи [1]).

Геометрические характеристики: а) габаритные размеры 2х2 м, б) толщина 8 см (рис. 1). Отверстие расположено на одной из диагоналей плиты. Отверстие перекрывает пересечение диагоналей плиты.

Физические характеристики: а) бетон класса В15, б) модуль упругости $E=2.30535e+007$ кН/м², коэффициент Пуассона $\nu=0,2$.

Опираение: шарнирное с запретом отрыва краев плиты от опоры.

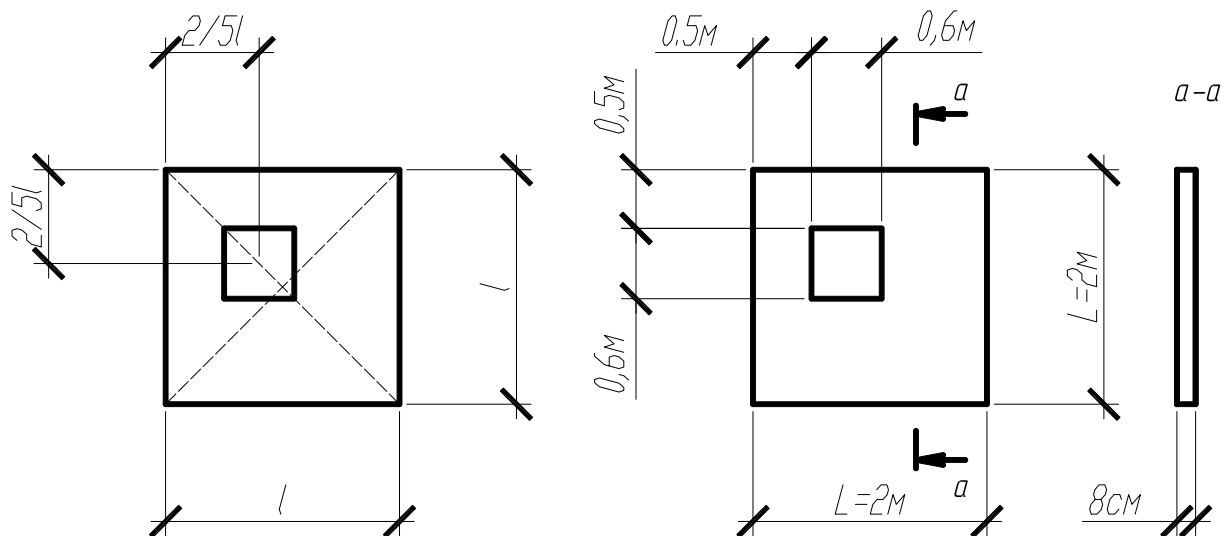


Рис. 1. Плита с квадратным отверстием

Нагрузка: равномерно распределенная по поверхности плиты. Исходя из поставленной цели, величину нагрузки принимаем равной 1кН/м^2 . Схема нагружения плиты в ПК SCAD приведена на рис. 2.

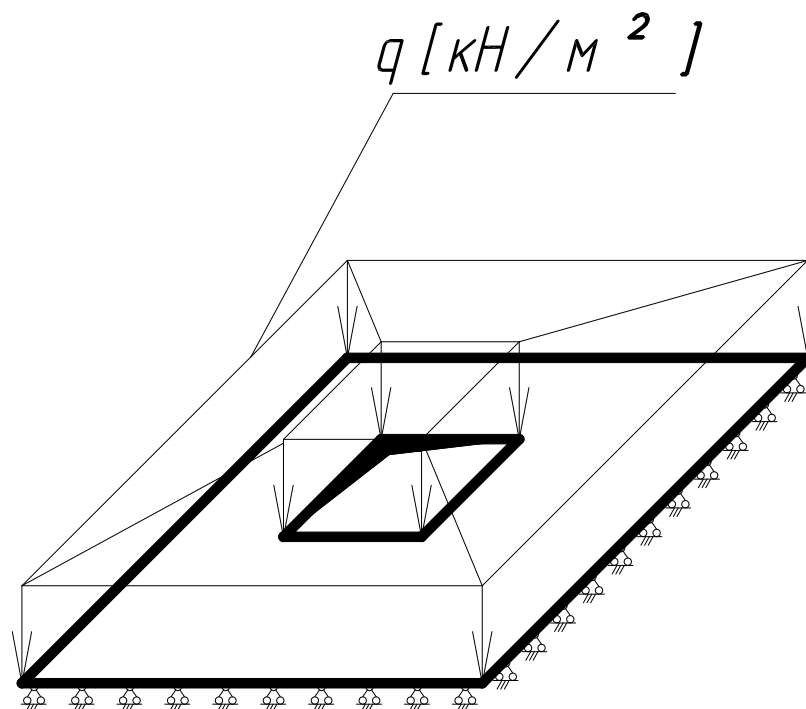


Рис. 2. Схема нагружения плиты

В эксперименте, описанном в статье [1], вопрос нагружения решился с помощью использования установки для испытаний плит сжатым воздухом (рис. 3), при помощи которой для плит с отверстием довольно просто решить задачу с равномерным распределением нагрузки.

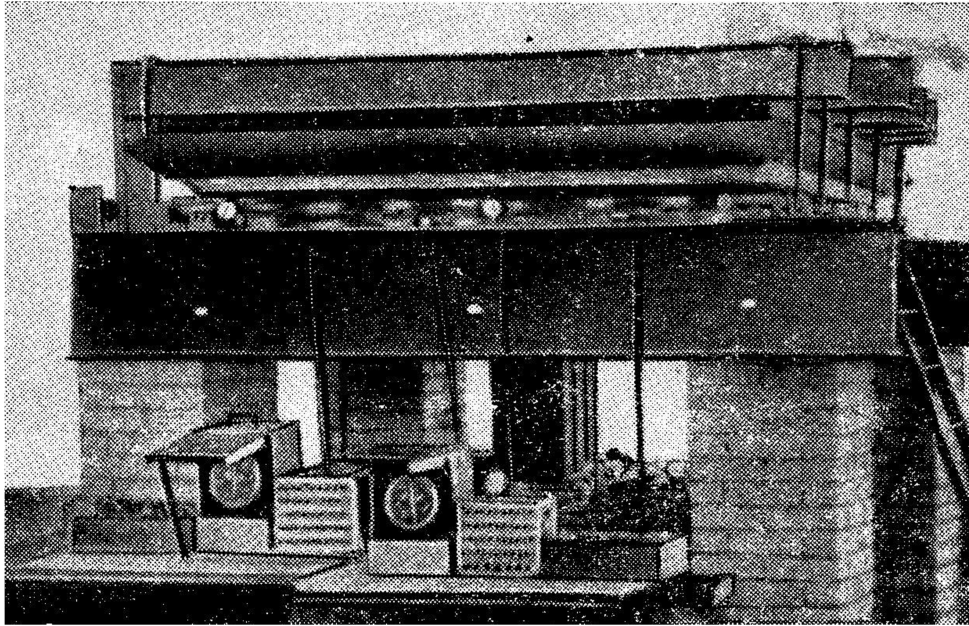


Рис. 3. Общий вид установки для испытания плит сжатым воздухом

2. Результаты экспериментального исследования железобетонных квадратных плит, свободно опертых по контуру, ослабленных квадратными отверстиями

Все плиты (серии) имели примерно одинаковый порядок образования трещин (рис. 4). Нагружение плиты выполнялось поэтапно. Первая трещина в растянутой зоне, как правило, возникала на диагонали, на которой расположено отверстие (рис. 4). Момент образования трещин у большинства плит соответствует девятому этапу нагружения (интенсивность нагрузки 215 МПа).

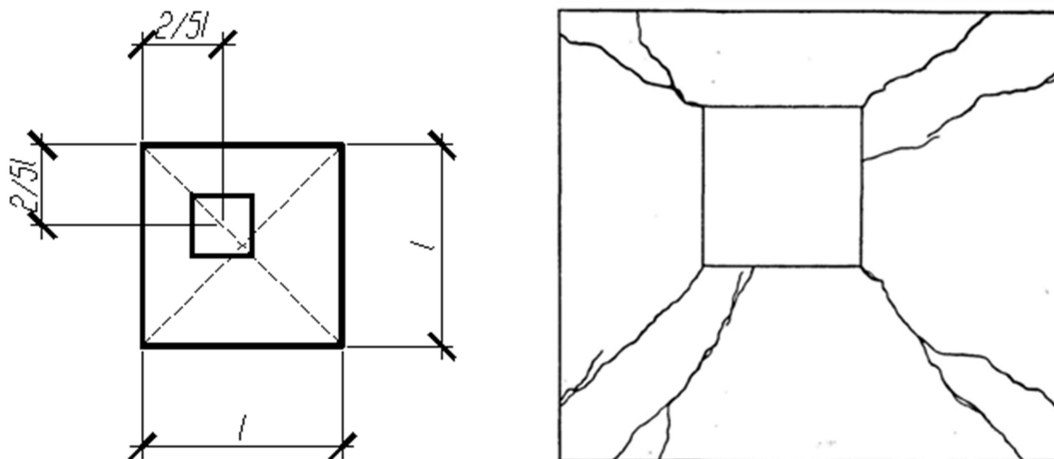


Рис. 4. Расположение трещин на нижней поверхности плиты ПЛ-Д-64

Вторая трещина проходила по отверстию, третья – по второй большей диагонали. Затем происходило образование остальных трещин [1].

3. Расчетная конечноэлементная схема в ПК SCAD

На основе данного опыта проведем расчет конструкции плиты ПЛ-Д-64 в ПК SCAD [4], используя плоские пластинчатые элементы.

Для создания конечноэлементной модели были использованы прямоугольные четырёхузловые КЭ 11 типа (положение в плоскости XOY ; степени свободы: z, φ_x, φ_y).

Конечные элементы выбранного типа описываются следующими полями перемещений [4]:

$$w = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 x^2 + \alpha_5 xy + \alpha_6 y^2 + \alpha_7 x^3 + \alpha_8 x^2 y + \alpha_9 xy^2 + \alpha_{10} y^3 + \alpha_{11} x^3 y + \alpha_{12} xy^3 \quad (1)$$

Через поле прогибов плиты можно найти деформации и напряжения в точках слоя с координатой z [5]:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = -2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}; \quad (2)$$

$$\sigma_x = -\frac{E \cdot z}{1 - \nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad \sigma_y = -\frac{E \cdot z}{1 - \nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad \tau_{xy} = -\frac{E \cdot z}{1 - \nu^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}. \quad (3)$$

Из приведенных выше формул следует линейное распределение напряжений по толщине конечного элемента. Ввиду этого в местах концентрации напряжений было выполнено сгущение конечноэлементной сетки.

Были определены оптимальные размеры конечных элементов для поставленной задачи. Наиболее мелкая сетка КЭ расположена вблизи отверстия и вблизи краев плиты, с размером КЭ 25x25 мм, что составляет 1,25 % от наибольшего линейного размера конструкции. Средняя по размерам сетка КЭ расположена на переходе от мелкой к крупной сетке, с линейным размером 50x50 мм, что составляет 2,5 % от наибольшего линейного размера конструкции. Максимальная по габаритам сетка КЭ расположена на значительном удалении от мест концентрации напряжений, с габаритным размером КЭ 100x100 мм, что составляет 5 % от наибольшего линейного размера конструкции. Конечноэлементная схема представлена на рис. 5.

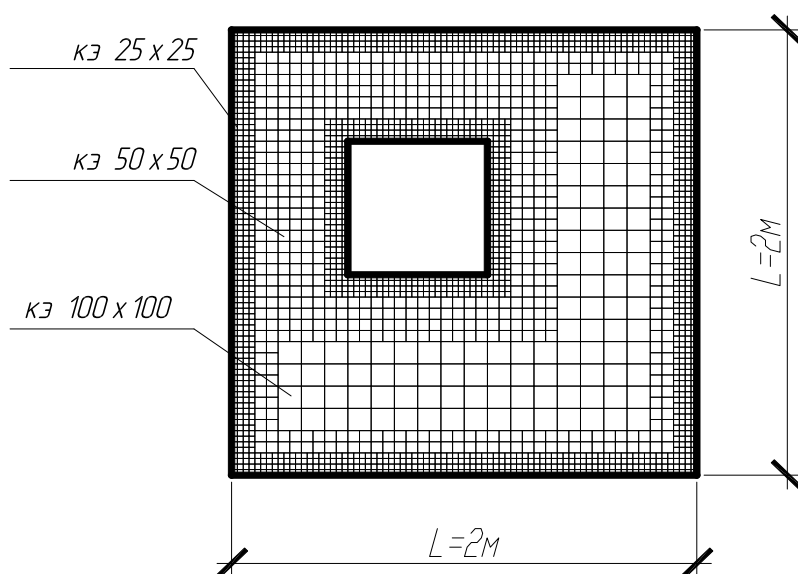


Рис. 5. Конечноэлементная расчетная схема квадратной плиты

Опирание плиты смоделировано наложенными связями по всем узлам контура, что соответствует условиям, в которых испытывалась реальная плита. Нагрузка задана в виде поверхностной нагрузки вдоль вертикальной оси z (см. рис. 2).

На рис. 6 представлены изополя вертикальных перемещений плиты. По результатам деформированной схемы видно, что наличие отверстия не внесло существенного изменения в характер распределения вертикальных деформаций. Максимальный прогиб наблюдается в центре плиты на пересечении диагоналей.

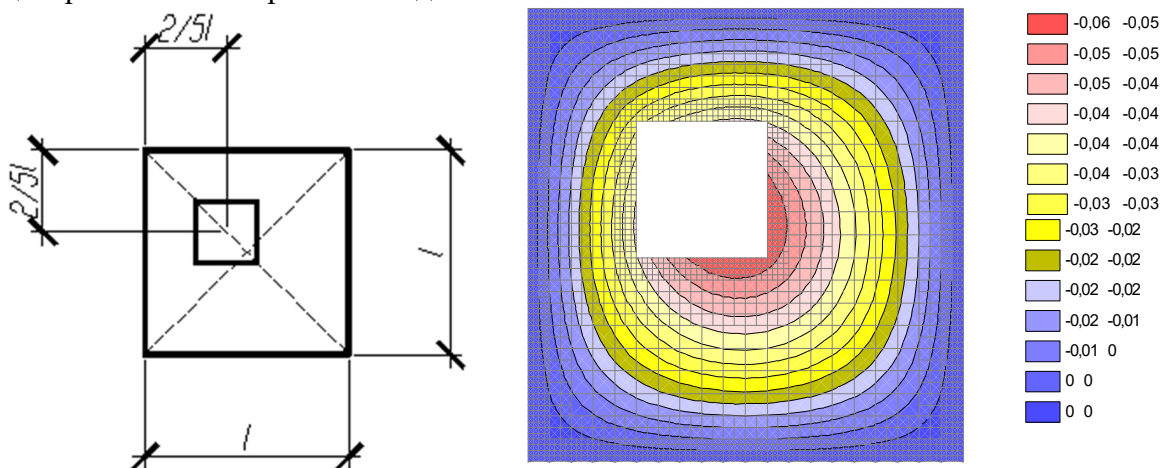


Рис. 6. Изополя вертикальных перемещений

4. Главные напряжения, нижняя поверхность плиты

На рис. 7 показаны интенсивности главного напряжения σ_1 . По результатам видно, что наибольшие главные (растягивающие) напряжения σ_1 развиты в направлении от углов проема к углам плиты. Величина главных напряжений на данных участках изменяется в диапазоне 114,09 – 303,48 кН/м². Значения напряжений в непосредственной близости от углов отверстия могут иметь существенную погрешность. Достоверными напряжениями можно считать напряжения в точках, расположенных на 5-процентном удалении от концентраторов напряжений (по отношению к габаритам плиты) [6].

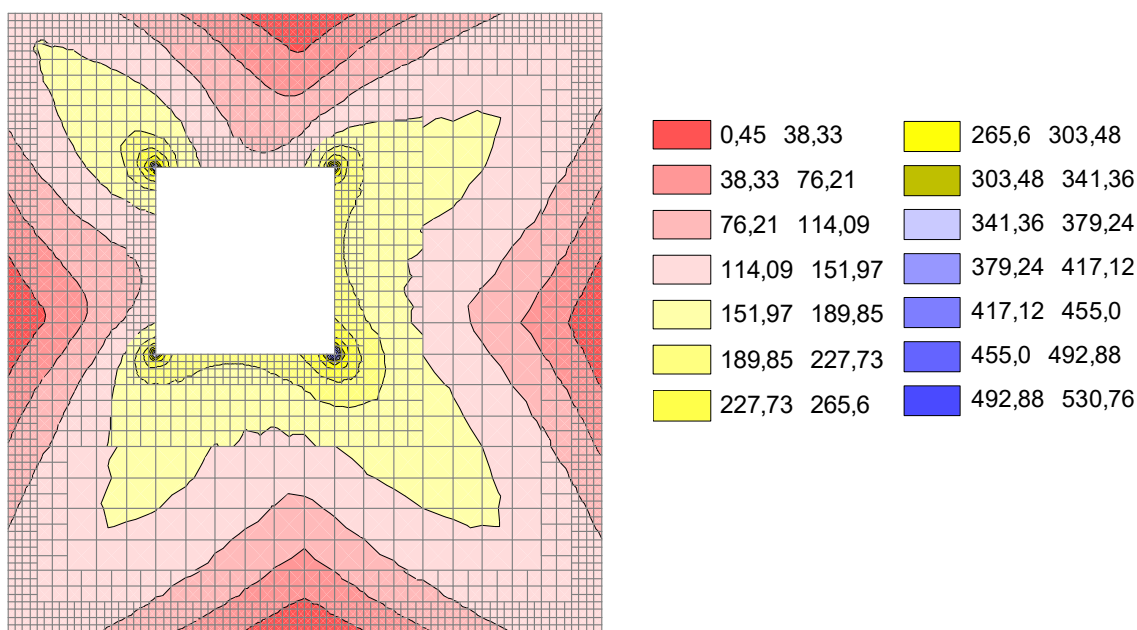


Рис. 7. Напряжение σ_1 , кН/м². Нижняя поверхность

На рис. 8 показаны интенсивности главного напряжения σ_3 .

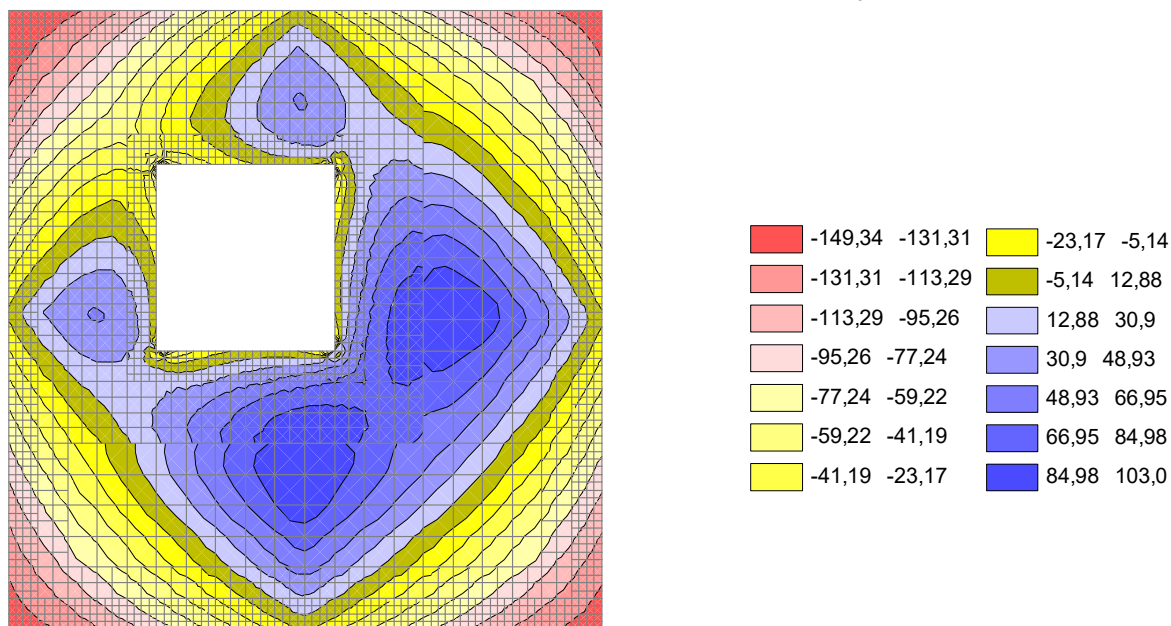


Рис. 8. Напряжение σ_3 , кН/м². Нижняя поверхность

Наибольшие сжимающие напряжения возникают на диагоналях от углов плиты к углам отверстия с интенсивностью $\sigma_3 = -113,29 -23,17$ кН/м². **Вблизи трех углов отверстия напряжения $\sigma_3 > 0$, т.е. растягивающие.** При этом наибольшее распространение растягивающих усилий наблюдается на большей диагонали с отверстием.

На рис. 9 показано двухосное напряженное состояние в точках на диагоналях нижней поверхности плиты. Векторы главных напряжений ориентированы по направлению, а их длина (интенсивность напряжений) нормирована на единицу (по отношению к вектору с наибольшей длиной).

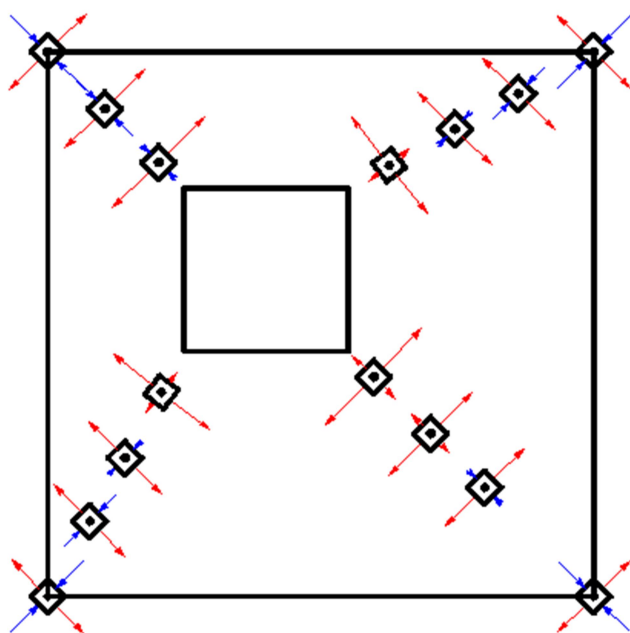


Рис. 9. Двухосное напряженное состояние на диагоналях нижней поверхности плиты

Полученные результаты линейных расчетов достаточно хорошо описывают последовательность появления трещин в растянутой зоне плиты, а также зоны и направления развития таковых.

Т.к. углы отверстия являются концентраторами напряжений, следует, что появление трещин начнется с угла отверстия и найдет развитие перпендикулярно максимальным растягивающим напряжениям (см. рис. 9). В соответствии с рис. 9 первая трещина образуется на большей диагонали с отверстием, на что указывает развитая, по сравнению с другими диагоналями, область **двухосного** растяжения. При этом в окрестностях точек с напряженным состоянием **«растяжение-сжатие»** в соответствии с теорией не-

значительное сжимающее напряжение $\frac{\sigma_c}{\sigma_p} = 0,3 - 0,35$ приводит к повышению предельного растягивающего напряжения [2, 3]. В окрестности угловых точек плиты модули растягивающего и сжимающего напряжений отличаются мало $|\sigma_1| \approx |\sigma_3|$, т.е. имеет место напряженное состояние «чистый сдвиг».

Дальнейшие трещины будут образовываться на диагоналях от углов отверстия к углам плиты, в соответствии с описанием в эксперименте [1], чему способствуют распределение наибольших растягивающих напряжений σ_1 и значительные отрицательные напряжения σ_3 в соответствующих зонах.

На рис. 10 на снимок трещин на внутренней поверхности плиты наложено векторное поле максимальных растягивающих напряжений (штрихи показывают направления напряжений). В областях появления трещин, данные напряжения максимальны (рис. 9), следовательно, растягивающие напряжения перпендикулярны трещинам.

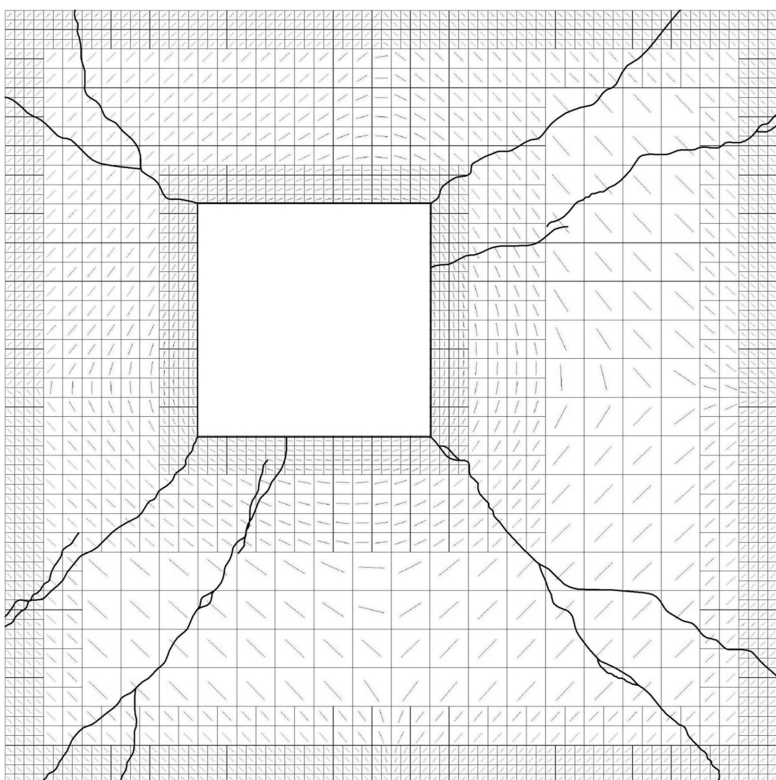


Рис. 10. Наложение трещин с направлением максимальных растягивающих напряжений на внутренней (нижней) поверхности плиты

На рис. 10 видно, что теоретические расчеты, проведенные в ПК SCAD, и практическое направление трещин, полученных при проведении эксперимента, хорошо согласуются. Данный факт подтверждает правильность проведенных расчетов и доказывает возможность прогнозирования развития трещин в плитах, опираясь на линейный расчет.

Эксперименты подтверждают, что трещины могут появляться и в верхней зоне плиты, **что наблюдается для углов плиты, закрепленных от подъема [7]. Трещины в верхней зоне плиты перпендикулярны к трещинам нижней зоны.**

В подтверждение выводов, приводимых в статье, приведем схему трещин на нижней поверхности плиты, нагруженной сосредоточенной силой (рис.11) [7,8]. На рис. 12 показаны траектории напряжений σ_{max} . Под траекторией главных напряжений σ_{max} будем понимать линию, в каждой точке которой касательная совпадает с направлением главной площадки, где действует σ_{max} . На рис. 12 на траектории напряжений наложены линии уровня σ_{max} , что позволяет фиксировать точки с напряжениями одинаковой интенсивности.

Естественно, что направление трещин зависит и от других факторов, например, неоднородности материала, и поэтому возможны отклонения отдельных трещин от главных траекторий, но в среднем направленность их в упругой стадии работы плиты не меняется.

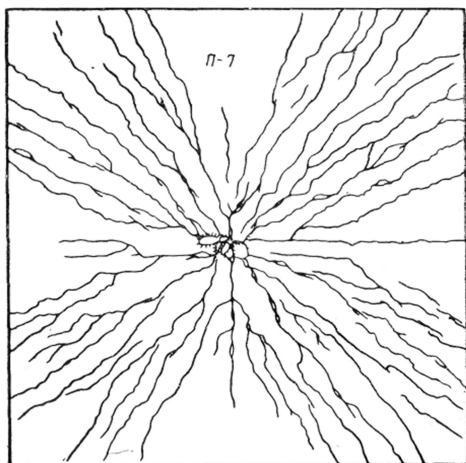


Рис. 11. Схема трещин на нижней поверхности плиты, нагруженной сосредоточенной силой

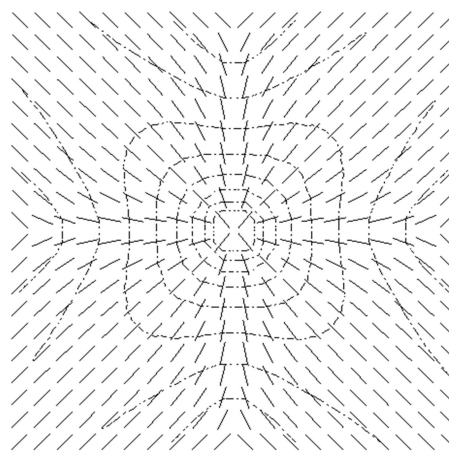


Рис. 12. Траектории σ_{max} (главные площадки) и линии уровня

Выводы

1. Размеры конечных элементов, выбранные на основе численного эксперимента, с достаточной степенью достоверности отражают величины напряженного состояния плиты с отверстием в окрестностях концентраторов.
2. Выявлен коэффициент концентрации напряжений вблизи отверстия, который равен 1,5.
3. Реальная конструкция с ростом внешней нагрузки проходит фазу линейной зависимости деформаций от напряжений, а при дальнейшем увеличении нагрузки конструкция переходит в фазу нелинейной зависимости деформаций от напряжений.
4. В направлении, перпендикулярном главным растягивающим напряжениям, идет развитие трещин. Траектории главных напряжений, построенные для упругой работы железобетонных плит, определяют характер (общую направленность) развития трещин на их растянутой поверхности, а величина главных напряжений – последовательность развития трещин.

Библиографический список

1. Исследование несущей способности опертых по контуру железобетонных плит, ослабленных отверстиями / Р.В. Зиновьева, С.М. Крылов // Совершенствование расчета статически неопределимых железобетонных конструкций: сб. ст. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1968.
2. Карпенко, Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Н.И. Карпенко. – М.: Сройиздат, 1976. – 206 с.
3. Гениев, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
4. Карпиловский, В.С. SCAD OFFICE. Вычислительный комплекс SCAD / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер. – М.: СКАД СОФТ, 2007. – 609 с.
5. Александров, А.В. Сопротивление материалов. Основы теории упругости и пластичности: учеб для строит. спец. вузов / А.В. Александров, В.Д. Потапов. – 2-е изд., испр. – М.: Высш. шк., 2002. – 400 с.
6. Аверин, А.Н. Анализ напряженно-деформированного состояния конечноэлементных моделей балки-стенки с прямоугольным вырезом / А.Н. Аверин, Е.А. Шевченко // Строительная механика и конструкции. – Воронеж, 2013.- №2 (7). – С. 32–43.

7. Совершенствование расчета статически неопределимых железобетонных конструкций : сб. ст. НИИЖБ/ под ред. А.А. Гвоздева; НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1968. – 214 с.
8. Аверин, А.Н. Разработка средств графического анализа напряженно-деформированного состояния пластинчатых систем в среде пакета Maple. /А.Н. Аверин // Современные методы статического и динамического расчета зданий и сооружений: научный вестник ВГАСУ. – Вып. 3. - Воронеж, 2006.

References

1. The research of loading capability of reinforced concrete supported on four sides slabs. Weakened by holes: collection of articles. NIIZhB / R.V.Zinovieva, S.M. Krilov // Improvement of calculation of statistically undeterminable reinforced concrete structures. – М.: Stroiizdat, 1968.
2. Karpenko, N.I. Theory of reinforced concrete with holes /N.I. Karpenko. – М.: Stroiizdat, 1976. – 206 p.
3. Geniev, G.A. Theory of concrete and reinforced concrete plasticity / G.A. Geniev, V.N.Kissyuyk, G.A. Tyupin. – М. : Stroiizdat, 1974. – 316 p.
4. Karpilovski, V.S. SCAD OFFICE. computer system SCAD / V.S. Karpilovski, A.Z. Krikunov, A.A. Malyarenko, A.V. Perelmuter, M.A. Perelmuter. – М.: SCAD SOFT, 2007. – 609 p.
5. Alexandrov, A.V. The theory of strength of materials, Introduction of theory of elasticity and plasticity: textbook for constr. spec. institutes / A.V. Alexandrov, V. D. Potapov. – 2-nd issue., corrected. – М.: High School. 2002. – 400 p.
6. Averin, A.N. Analysis of deflected mode of final element models of girder-wall with square cutting/A.N. Averin, E.A Shevchenko // Structural Mechanics and Structures. – Voronezh, №2 (7), 2013. – P. 32–43.
7. Improvement of calculation of statistically undeterminable reinforced concrete slabs: collection of articles NIIZhB/ under reduction of A.A. Gvosdyov; Research institute of concrete and reinforced concrete Gosstroy USSR. – М.: Stroiizdat, 1968. – 214 p.
8. Averin, A.N. Development of means of geographical analysis of deflected mode of sheet system Maple /A.N. Averin // Modern methods of static and dynamic buildings and structures design: Scientific bulletin of VGASU. – Voronezh, 2006.

Ключевые слова: плиты с квадратным отверстием, напряженно-деформированное состояние, концентрация напряжений, траектории главных напряжений, прогнозирования развития трещин.

Keywords: slabs with square holes, deflected mode, concentration of stresses, trajectory of main stresses, propagation of cracking prediction.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.074.5

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительной механики*

Е.Н. Петреня

*Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительной механики*

А.А. Петранин

Россия, г. Воронеж, тел. 8(473)271-52-30

e-mail: petranin.san@yandex.ru

Voronezh State University

of Architecture and Civil Engineering

PhD of Tech. Science, Associate Professor

Of Department of Structural Mechanics

E.N. Petrenya

PhD of Tech. Science, Associate Professor

Of Department of Structural Mechanics

A.A. Petranin

Voronezh, Russia, tel.: 8(473)2715230

e-mail: petranin.san@yandex.ru

Е.Н. Петреня, А.А. Петранин

ТРАДИЦИОННЫЕ И АЛЬТЕРНАТИВНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ТРАНСПОРТНЫХ ПЕРЕХОДОВ ЧЕРЕЗ ШИРОКИЕ ВОДНЫЕ ПРЕГРАДЫ

Для моста и тоннеля, традиционных транспортных переходов через водные преграды, рассмотрены технические факторы, влияющие на выбор между этими вариантами при проектировании. Обсуждено использование в качестве временной переправы понтонного моста постоянного уровня. Предложены альтернативные конструкции переходов: центробежный мост, позволяющий компенсировать вес транспортной нагрузки центробежной силой, аэромост (аналог аэростата и дирижабля), аквамост (аналог подводной лодки) и акватоннель, укладываемый на дно водной преграды. Обсуждены технические аспекты и перспективы реального применения альтернативных конструкций переходов на практике. Рассмотрена возможность использования пневмотранспорта в качестве городского и междугороднего транспорта и в мостовых переходах.

E.N. Petrenya, A.A. Petranin

TRADITIONAL AND ALTERNATIVE CONSTRUCTION OF TRANSPORT CROSSING THE WIDE WATER OBSTACLES

For bridge and tunnel, traditional transport crossings over water obstacles considered technical factors influencing the choice between these two alternatives when designing. Discussed the use as a temporary pontoon bridge crossing constant level. The proposed alternative design transitions: centrifugal bridge, to compensate for the weight of the transport load centrifugal force, aerobridge (similar to a balloon and airship), aqua-bridge (similar submarine) and aquatunnel are laid on the bottom of the water obstacles. Discussed the technical aspects and prospects of actual use of alternative designs transitions in practice. The possibility of use of pneumatic transport as urban and intercity transport and bridge crossings.

Произошедшее в этом году воссоединение Крыма с Россией сделало актуальной проблеме транспортного сообщения с Крымским полуостровом, который в настоящее время фактически стал для россиян островом. Воздушный и морской транспорт не могут в полной мере обеспечить требующийся для восстановления и развития экономики Крыма рост грузового и пассажирского оборота. Для этого необходимо прямое автомобильное и железнодорожное сообщение, и руководство России 19 марта поставило задачу в сжатые сроки построить транспортный переход через Керченский пролив. Уже 27 марта компанией «Гипротрансмост» начаты

изыскательские и проектные работы с целью дать технико-экономическое обоснование вариантов перехода и ответить на ключевой вопрос: какой из двух основных вариантов целесообразнее в конкретных условиях – мост или тоннель? Рассмотрим отдельные технические аспекты для каждого из этих вариантов перехода.

1. Традиционные конструкции транспортных переходов

1.1. Мост

В одной из недавних телепередач, посвященных Крыму, сообщалось о том, что железнодорожный мост через Керченский пролив был построен еще в военном 1944 году, но простоял недолго и был снесен ледоходом, после чего уже не восстанавливался. Сохранились даже старые снимки этого моста – неказистое с виду строение на многих деревянных, бревенчатых опорах. По данным из Интернета мост состоял из 115 пролетов длиной 27 м и поворотного пролета длиной 110 м для пропуска судов. При ледоходе были разрушены 32 опоры, а остальные впоследствии демонтированы, чтобы не мешали судоходству.

Итак, первая попытка строительства моста через пролив окончилась неудачей, а затем он, видимо, утратил свою актуальность в связи с восстановлением связи с Крымом через перешеек. В настоящее время транспортное сообщение через пролив шириной более трех километров и максимальной глубиной 18 м осуществляется с помощью паромной переправы. И вот проблема моста снова стала актуальной и популярной, и многих людей интересует вопрос: какие препятствия усложняют задачу строительства моста в данном стратегическом месте, равно как и в других подобных ему местах?

При проектировании моста через широкую водную преграду сначала определяется схема расположения его опор и выбирается тип несущих конструкций пролетных строений (рис. 1). Промежуточные опоры стремятся расположить на мелководье (рис. 1, а) или на острове, если таковой имеется (рис. 1, б), с перекрытием глубоководной части водной преграды одним главным пролетом. Если по данным геологических изысканий грунтовое основание недостаточно надежно, проектируются опоры на свайном ростверке. Эти меры в совокупности позволяют обеспечить сопротивление опор горизонтальным нагрузкам от ледоходов и паводковых вод. Самые неприятные случаи – большая глубина по всей ширине водной преграды (рис. 1, в) и ненадежное грунтовое основание, что заставляет перекрывать всю преграду одним длинным пролетом или отсыпать под опору искусственный остров или дамбу, если это возможно.

Существуют следующие широко распространенные на практике типы несущих конструкций пролетных строений, которые обычно выбираются в зависимости от длины перекрываемого пролета:

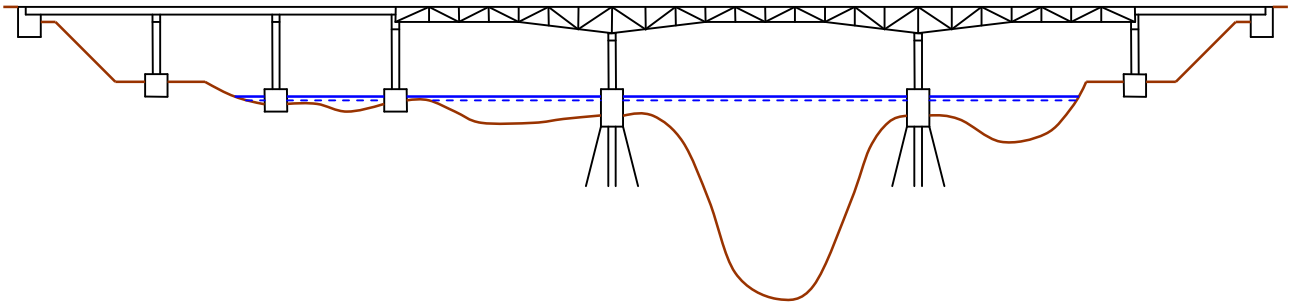
- 1) разрезные и неразрезные балки (рис. 1, а) и рамы при длине пролета до 50÷60 м;
- 2) фермы (рис. 1, а) и арки при длине пролета до 100÷120 м;
- 3) вантовые конструкции (рис. 1, б) при длине пролета до 700÷800 м;
- 4) висячие конструкции (рис. 1, в) при длине пролета до 1000÷1200 м.

Приведенные выше длины пролетов лишь ориентируют при выборе оптимальной конструкции моста и не являются максимальными. Чемпионами по длине главного пролета на сегодняшний день являются: среди вантовых мостов – построенный к последнему саммиту АТЭС мост во Владивостоке через пролив Босфор Восточный с пролетом 1104 м (россиянам есть чем гордиться!); среди висячих мостов – построенный в 1998 году мост Акаси-Кайтё в Японии с пролетом 1991 м (есть шанс превзойти!).

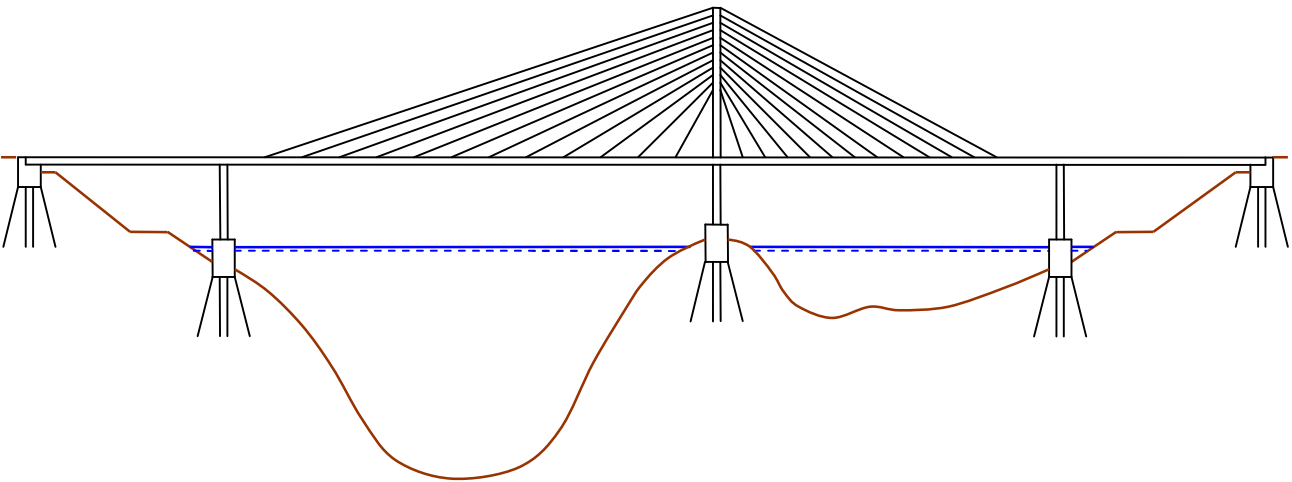
Но что же дальше? Висячий мост при длине главного пролета около двух, трех километров будет представлять собой циклопическое сооружение огромной стоимости, при еще большей длине (не будем уточнять при какой именно) – антинаучную утопию, не реализуемую при современном техническом уровне нашей цивилизации.

Таким образом, в варианте мостового перехода могут возникнуть серьезные проблемы, связанные с мощностью ледохода и паводка, продольным рельефом дна, ненадежностью грунтового основания, большой шириной глубоководной части водной преграды.

а)



б)



в)

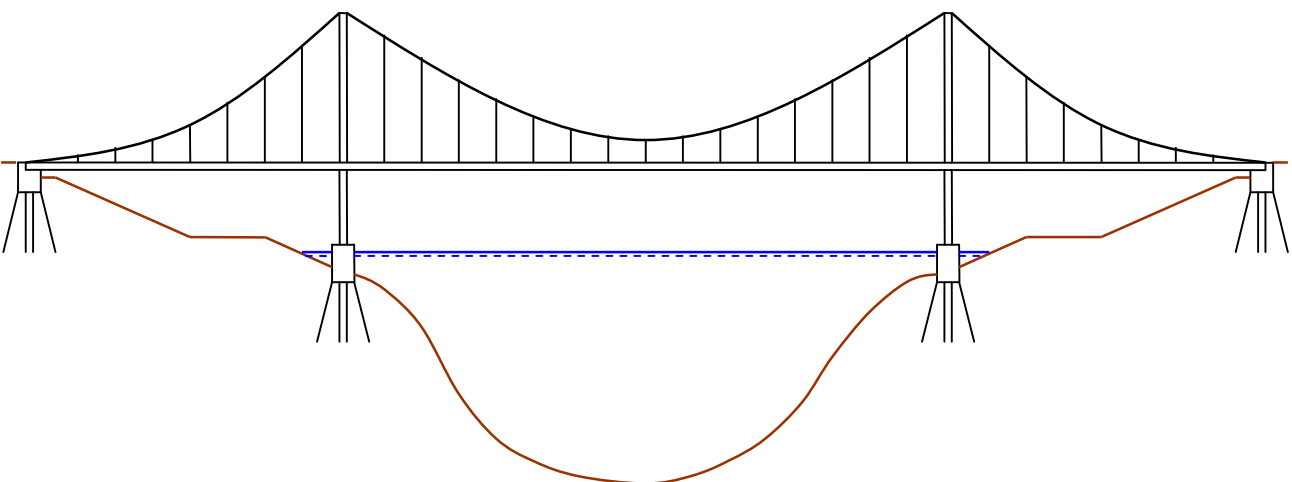


Рис. 1. Схемы расположения опор и типы пролетных строений:

- а) многопролетный мост через преграду с мелководными участками;
- б) вантовый мост через водную преграду с островом;
- в) висячий мост через глубоководную преграду

В итоге не исключена возможность прийти к выводу о непомерной стоимости моста и даже о технической невозможности его возведения. В последнем случае остается уповать только на вариант тоннельного перехода.

1.2. Тоннель

Тоннельный переход на первый взгляд не должен вызывать особых проблем, ведь накоплен богатейший опыт при строительстве метрополитена в Москве и в других городах, совсем недавно прокладывались протяженные транспортные тоннели на олимпийских объектах в Сочи. Конечно, очевидно, что прокладка тоннеля в скальных породах требует больше трудовых и временных затрат, чем в обычных грунтах, но есть ли принципиальная **разница между строительством тоннеля на суше или под морским проливом?**

Здесь очень многое зависит от наличия в зоне строительства водоносных слоев, подпитываемых близко расположенными водоемами или подземными источниками. При проходке такого слоя с поверхностей тоннеля струится вода, осыпается грунт, а при встрече с так называемым «плывуном» это уже не грунт, а жидкая грязь, которая под давлением вышележащих слоев течет как сель при сходе горной лавины.

Метростроевцы, безусловно, имеют в своем арсенале широкий набор средств борьбы с этими трудностями. Воду можно откачать насосами, водоносный грунт перед проходкой заморозить криогенными установками, жидкую грязь вычерпать элеваторами, если ее не слишком много, а встречу с «плывунами» лучше избегать еще при проектировании трассы, основываясь на данных геологических изысканий.

Теперь, возвращаясь к поставленному выше вопросу после сделанных замечаний, можно сделать вывод, что по сравнению с сухопутным вариантом трудности строительства тоннеля под морским проливом значительно возрастут при проходке водоносного слоя, выходящего ко дну пролива. В этом случае вода на уровне тоннеля будет находиться под давлением (каждые 10 метров глубины – дополнительная атмосфера) и при большой глубине, если не принять специальных мер, может размывать грунт и хлынуть в выработку, быстро затопляя весь тоннель. Подобная катастрофа может не только привести к человеческим жертвам, но и к отказу от завершения строительства, ибо откачать из тоннеля воду, сообщаящуюся с проливом, почти то же, что вычерпать море.

На этом возможные трудности строительства тоннеля под морским проливом, увы, не заканчиваются. Мать-Природа подбросила проектировщикам тоннеля под Керченским проливом проблему гораздо серьезнее, чем водоносные слои – проходящий по дну пролива разлом земной коры! Об этом на прямой линии 17 апреля сообщил сам Президент, добавив, что проектировщики рассматривают возможность сделать в месте пересечения тоннеля с разломом упругую вставку. То, что глава государства в курсе таких технических нюансов, подчеркивает стратегическую важность решения этой проблемы.

Данная скупая информация все же позволяет сделать вывод о том, что стенки разлома могут перемещаться относительно друг друга, образно говоря – «дышать». Причиной этих смещений могут стать малые тектонические подвижки (необязательно землетрясения) и изменение давления воды, вызванное штормом или приливно-отливными течениями. Отсюда понятно решение сделать упругую вставку, ибо жесткая конструкция тоннеля может разрушиться даже при небольших взаимных смещениях концов свободного участка. Помимо этого возникают проблемы проходки последних метров перед разломом, грозящей затоплением тоннеля, и трудности монтажа упругой вставки, вряд ли возможного без привлечения водолазов. Однако не стоит «учить ученых», ибо к поиску решения данной задачи несомненно привлечены лучшие специалисты, которым можно только пожелать успеха.

Итак, вопрос о выборе варианта транспортного перехода через Керченский пролив пока открыт, строительство еще не начиналось, а закончится оно при самых ударных темпах

года через три. Так, может быть, имеет смысл построить в течение года недорогую временную переправу, например понтонный мост?

1.3. Понтонный мост

Последний вопрос уже решается нашими военными. С 1 мая в Крыму начался курортный сезон, и в новостях сообщают, что у паромной переправы многочасовые очереди отдыхающих, в том числе приехавших на личном автотранспорте. Для увеличения пропускной способности переправы прибыли военнослужащие инженерных войск и собирают из мобильных армейских понтонов мост, точнее даже не мост, перекрывающий весь пролив, а дополнительные паромы. Каждый понтонный модуль имеет грузоподъемность 20 тонн и может выдерживать волнение воды до 3 баллов, но все же предназначены эти понтоны для наведения кратковременных речных переправ. Для долговременного понтонного моста через морской пролив все-таки нужны более солидные понтоны, на которые смогут опираться полноценные пролетные строения, обустроенные проезжей частью и ограждениями.

Понтонные мосты используются с древнейших времен, и их плюсы и минусы хорошо известны. Безусловные достоинства – относительная дешевизна и короткие сроки сборки и приведения в рабочее положение. Очевидные недостатки:

- 1) большие перемещения при волнениях воды;
- 2) то же, при движении тяжелого транспорта;
- 3) неспособность противостоять большим горизонтальным нагрузкам (ледоход, паводок или сильное течение);
- 4) препятствование судоходству из-за малой высоты моста данного типа над поверхностью воды.

Первый недостаток преодолевается путем придания понтонам специальной формы, состоящей из узкой надводной части 3 и широкой подводной 4 (рис. 2). Благодаря такой форме понтона действующая на него выталкивающая сила изменяется при волнениях воды в гораздо меньшем диапазоне.

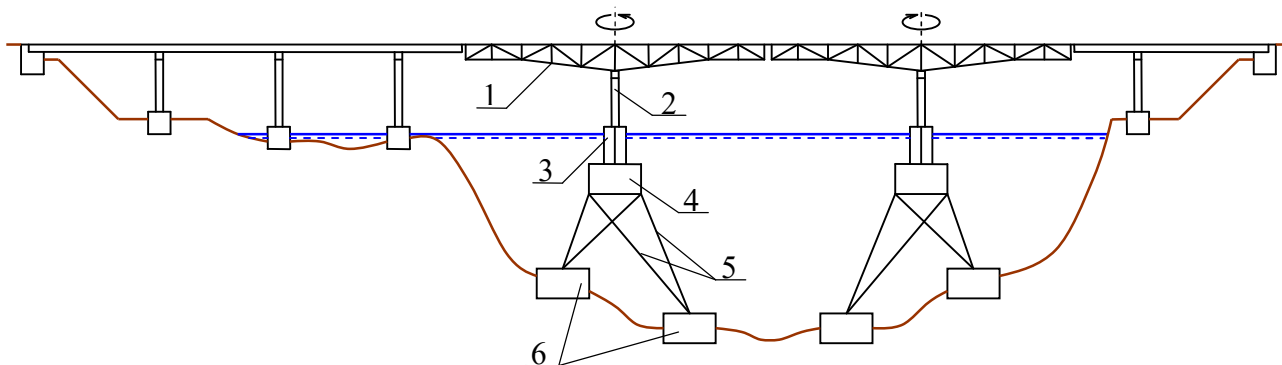


Рис. 2. Комбинированный мост с обычными опорами и понтонами постоянного уровня и с поворотными пролетными строениями:

- 1 – поворотное пролетное строение; 2 – поворотная часть опоры;
3 – узкая часть понтона с ледорезной кромкой; 4 – широкая часть понтона;
5 – якорные цепи или тросы; 6 – якорные фундаменты

Этот эффект был использован одним иностранным энтузиастом при постройке судна катамаранного типа, каждый из двух корпусов которого состоял из подводной сигарообразной части большого диаметра и узкой верхней части, соединяющейся с надводной палубной конструкцией катамарана. Упомянутый энтузиаст был весьма доволен как отсутствием воз-

никающей при качке морской болезни у пассажиров своего судна, так и возможностью спокойно пить горячий кофе при довольно сильных волнениях на море.

Как ни странно, но данная форма понтона одновременно с уменьшением первого недостатка усугубляет недостаток второй, поскольку дополнительная сила, действующая на понтон от временной нагрузки, вызывает при узкой надводной части еще большие перемещения. Но есть известный способ избавиться от обоих недостатков – использовать понтоны постоянного уровня, то есть попросту погрузить понтоны в воду на проектную глубину, прижав их цепями или тросами 5 к опущенным на дно тяжелым якорным фундаментам 6 (см. рис. 2). Главное условие, обеспечивающее натяжение якорных цепей и неподвижность понтона по вертикали, – действующая на него выталкивающая сила всегда должна превышать суммарную силу от постоянной и временной нагрузок. Неподвижность понтона по горизонтали и отсутствие его вращения достигаются заданием наклона якорным цепям и увеличением их количества для придания всей системе понтонной опоры геометрической неизменяемости.

Примечательно, что данная конструкция понтонной опоры позволяет справиться и с третьим отмеченным недостатком – для противостояния большим горизонтальным нагрузкам достаточно задать наклоны якорным цепям в плоскости поперечного сечения. При этом якорные фундаменты с верховой стороны целесообразно расположить подальше от оси моста в направлении против течения, а отходящие от них цепи закрепить на понтоне повыше для уменьшения действующего на него при ледоходе опрокидывающего момента. Чтобы эти фундаменты при ледоходе не потащило по дну, их можно закрепить в грунте специальными винтовыми сваями (аналогами знакомых всем шурупов).

Наконец, последний недостаток можно преодолеть тем же способом, который уже был применен при строительстве первого моста (все новое – хорошо забытое старое), то есть устроить поворотные пролетные строения 1,2 для пропуска судов (см. рис. 2).

Отметим, что описанные понтонные опоры лучше использовать при больших глубинах, где они обойдутся гораздо дешевле обычных. Но на мелководье и тем более на суше обычные опоры вне конкуренции, и рационально одновременно применять и те, и другие в одном мостовом переходе комбинированной конструкции, как и показано на рис. 2.

Будет ли построен подобный временный мост в Керченском проливе, покажет ближайшее будущее, а сейчас зададимся более интересным вопросом: все ли возможные варианты транспортного перехода через широкие водные преграды рассмотрены выше или им есть еще какая-нибудь, пусть даже маловероятная и фантастическая альтернатива?

2. Альтернативные конструкции транспортных переходов

Обсуждаемые далее идеи транспортных переходов кому-то могут показаться чистой утопией или бредом, а кому-то – научной фантастикой, которая если и реализуется когда-нибудь на практике, то еще очень нескоро. Возможно и так, но не стоит делать поспешных выводов, ибо в любой фантазии может скрываться рациональное зернышко. Лучше попробовать найти его или хотя бы вспомнить, что в прошлом скептики говорили точно так же про очень многие технические изобретения, без которых сегодня невозможно представить современной жизни.

2.1. Центробежный мост

Проектирование любого инженерного сооружения, в частности моста или тоннеля, – это прежде всего борьба с весом. Именно собственный вес конструкций и вес полезной временной нагрузки (для моста – нагрузки от проходящего по нему транспорта) являются основой для расчета усилий в отдельных элементах. Найденные усилия используются для опре-

деления напряжений, а по напряжениям осуществляются проверки прочности элементов и корректировка их поперечных сечений. Что же мешает построить мост с рекордно большим пролетом, например длиной в три километра, то есть примерно равной ширине Керченского пролива?

В правление Екатерины Великой гениальный русский механик Кулибин спроектировал мост необычной по тем временам конструкции. Чтобы получить разрешение на строительство и убедить чиновников, сомневавшихся в его прочности, он соорудил уменьшенную копию своего моста и в их присутствии провел испытание нагрузкой. Модель прекрасно прошла испытание, выдержав не только увеличенную нагрузку, но и вес всех членов комиссии, вставших на мостик. К сожалению, этот мост в натуральную величину все равно не был построен по каким-то уже другим причинам, но вот что интересно в этой истории: была ли гарантирована его прочность успешным испытанием модели?

Последний вопрос остается открытым, поскольку неизвестно, учел ли Кулибин в своих расчетах эффект масштаба, заключающийся в том, что при увеличении всех размеров конструкции в k раз ее вес возрастает в k^3 раз, а площади сечений элементов конструкции – только в k^2 раз и вследствие этого напряжения не остаются постоянными, а тоже возрастают в $k^3 / k^2 = k$ раз. Именно этот эффект, который в пору назвать «проклятием масштаба», и не позволяет неограниченно увеличивать размеры сооружения, ибо при определенном значении k максимальные напряжения становятся равными предельным и переступать эту «красную черту» уже нельзя.

Правда, данную черту можно немного отодвинуть путем использования в конструкции материалов более легких (уменьшение веса) или более прочных (увеличение предельного напряжения). Дополнительный выигрыш можно получить за счет совершенствования расчетной схемы и оптимизации поперечных сечений элементов, но всем этим мерам не в силах справиться с «проклятием масштаба». Кстати, упомянутый ранее рекордный по длине пролета мост, построенный японцами, возможно уже близко подошел к пресловутой черте, и превзойти их двухкилометровый рекорд, который держится целых 16 лет, будет нелегко.

Похоже, что перебороть данную ситуацию можно только одним радикальным способом: взять да и **убрать главную помеху – собственный вес!** Жаль, что это никак невозможно сделать... Или возможно? Правда, до использования антигравитации наша цивилизация пока не доросла (всему свое время), но ведь космонавты на орбите Земли месяцами находятся в состоянии невесомости, да и в земных условиях люди часто испытывают кратковременную невесомость, когда летят в самолете или катаются на американских горках. Во всех этих примерах (включая космонавтов на орбите) данное состояние возникает в случае, когда сила тяжести (лучше сказать – сила гравитационного притяжения Земли, которая, конечно, никуда не девается) уравнивается центробежной силой, обусловленной движением по криволинейной траектории.

Итак, созревает первое решение, позволяющее снизить хоть до нуля собственный вес проходящего транспорта – построить арочный мост без надарочного строения и заставить транспортные средства двигаться по самой арке с высокой и строго определенной скоростью.

Сразу возникают очевидные вопросы и возражения: как заставишь все автомобили двигаться с одной скоростью? А если у одного из них заглохнет двигатель или, еще хуже, случится авария и образуется пробка – ведь тогда рухнет мост, если он на это не рассчитан? И какая должна быть эта «строго определенная» скорость?

Что ж, будем разбираться по порядку. От автомобильного транспорта, делать нечего, придется отказаться, но ведь остается транспорт железнодорожный, обеспечивающий львиную долю грузоперевозок, причем все вагоны поезда двигаются с одинаковой скоростью, так что тут все в порядке. В технически развитых странах стали обыденностью высокоскоростные поезда, появились они и в нашей стране, пусть пока лишь на выборочных маршрутах.

Ну а требуемую скорость движения нужно рассчитывать для каждого конкретного случая отдельно. А пока, чтобы оценить саму идею, решим вспомогательную задачу и проведем небольшое исследование.

Рассмотрим арку неизвестного пока очертания $y = y(x)$ с пролетом ℓ , стрелой подъема f и переменным радиусом кривизны R (рис. 3). Полагаем, что по арке движется груз массой m с постоянной скоростью v , направленной по касательной к ее оси. На данный груз действуют вертикальная сила тяжести P ; направленные по нормали к оси арки центробежная сила F_c и сила давления на груз F_d , равная нулю в состоянии невесомости; направленная по касательной к оси толкающая сила F_t , меняющая знак после прохождения высшей точки.

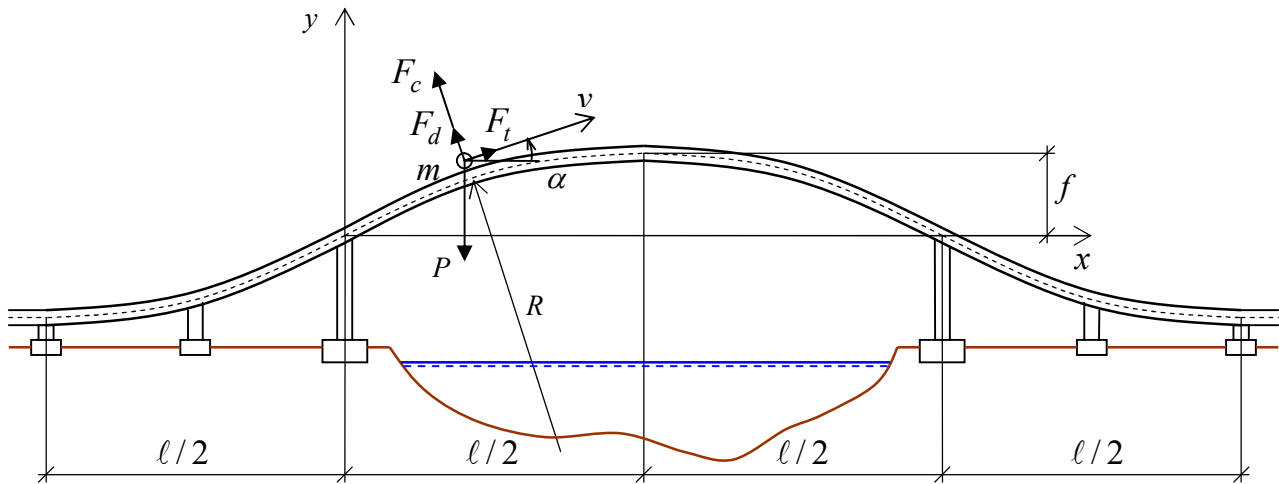


Рис. 3. Центробежный арочный мост

Все эти силы входят в систему уравнений равновесия груза:

$$\begin{cases} -P + (F_c + F_d) \cos \alpha + F_t \sin \alpha = 0; \\ -(F_c + F_d) \sin \alpha + F_t \cos \alpha = 0, \end{cases} \quad (1)$$

где угол α наклона касательной к оси арки равен

$$\alpha = \arctan y'. \quad (2)$$

Силы P и F_c определяются известными со школы формулами:

$$P = mg; \quad F_c = \frac{mv^2}{R}, \quad (3)$$

где радиус кривизны R для плоской кривой $y = y(x)$ равен

$$R = \frac{(1 + y'^2)^{3/2}}{|y''|}. \quad (4)$$

Исключив из системы (1) второстепенную для нас силу F_t , найдем силу давления:

$$F_d = P \cos \alpha - F_c. \quad (5)$$

Накладывая на (5) условие состояния невесомости $F_d = 0$ и учитывая (2)-(4), получим дифференциальное уравнение искомой кривой:

$$y'' = -\frac{g}{v^2}(1 + y'^2). \quad (6)$$

Данное уравнение подстановкой $y' = z$ приводится к известному по справочникам специальному уравнению Риккати и при условии $y'(\ell/2) = 0$ имеет решение:

$$y' = \tan \frac{g}{v^2} \left(\frac{\ell}{2} - x \right). \quad (7)$$

После интегрирования (7) с учетом граничных условий $y(0) = y(\ell) = 0$ находим определяющую очертание оси арки функцию кривой, которой можно присвоить термин «**кривая невесомости**»:

$$y = \frac{v^2}{g} \ln \frac{\cos \frac{g}{v^2} \left(\frac{\ell}{2} - x \right)}{\cos \frac{g\ell}{2v^2}}. \quad (8)$$

Отсюда из условия $f = y(\ell/2)$ следует выражение для стрелы подъема:

$$f = -\frac{v^2}{g} \ln \cos \frac{g\ell}{2v^2}. \quad (9)$$

Из формул (2), (7) имеем любопытное линейное выражение для угла наклона касательной к оси арки:

$$\alpha = \frac{g}{v^2} \left(\frac{\ell}{2} - x \right). \quad (10)$$

Теперь, решив данную задачу, возвращаемся к «строго определенной» скорости, которую по аналогии с кривой очертания арки можно назвать «**скорость невесомости**». Определить ее по известным размерам арки можно из формулы (9), которая в этом случае из явного выражения для стрелы f становится нелинейным уравнением относительно v^2 . Результаты вычисления скорости невесомости v в зависимости от длины пролета арки ℓ при фиксированных отношениях $f/\ell = 1/8, 1/10, 1/12$ приведены на графиках рис. 4 и в таблице.

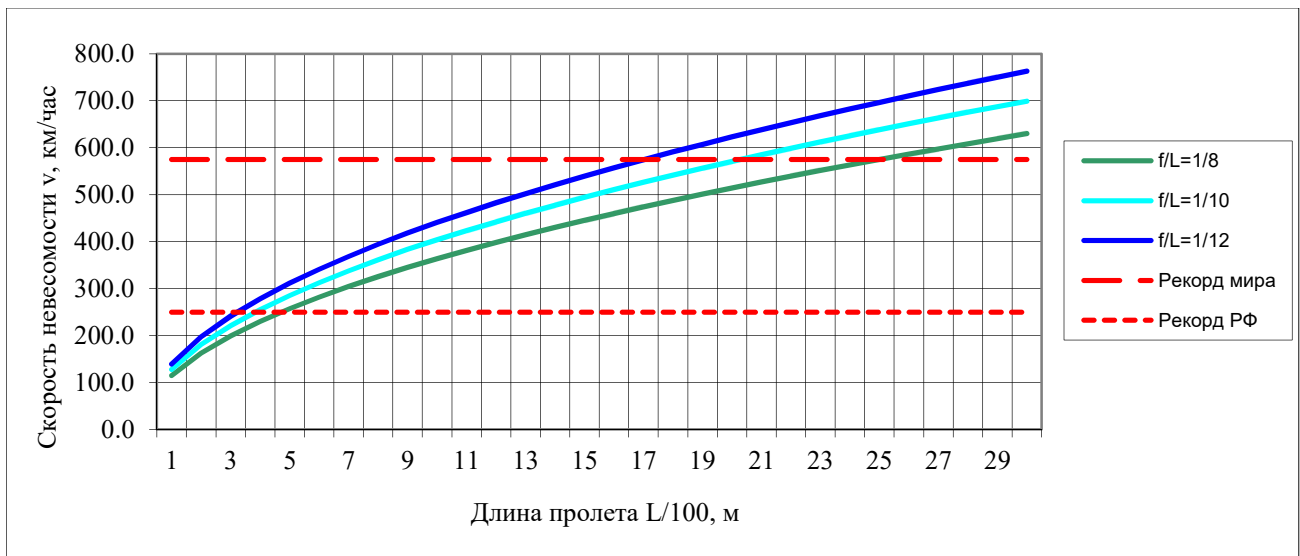


Рис. 4. Графики скоростей невесомости в зависимости от длины пролета моста

Таблица

Скорости невесомости в зависимости от длины пролета моста

№ п/п	L, м	f/L=1/8		f/L=1/10		f/L=1/12	
		f, м	v, км/час	f, м	v, км/час	f, м	v, км/час
1	100,0	12,50	115,0	10,00	127,7	8,33	139,3
2	200,0	25,00	162,6	20,00	180,5	16,67	197,0
3	300,0	37,50	199,2	30,00	221,1	25,00	241,3
4	400,0	50,00	230,0	40,00	255,3	33,33	278,6
5	500,0	62,50	257,1	50,00	285,4	41,67	311,5
6	600,0	75,00	281,7	60,00	312,7	50,00	341,2
7	700,0	87,50	304,2	70,00	337,7	58,33	368,5
8	800,0	100,00	325,2	80,00	361,1	66,67	394,0
9	900,0	112,50	345,0	90,00	383,0	75,00	417,9
10	1000,0	125,00	363,6	100,00	403,7	83,33	440,5
11	1100,0	137,50	381,4	110,00	423,4	91,67	462,0
12	1200,0	150,00	398,3	120,00	442,2	100,00	482,5
13	1300,0	162,50	414,6	130,00	460,3	108,33	502,2
14	1400,0	175,00	430,2	140,00	477,6	116,67	521,2
15	1500,0	187,50	445,3	150,00	494,4	125,00	539,5
16	1600,0	200,00	459,9	160,00	510,6	133,33	557,2
17	1700,0	212,50	474,1	170,00	526,3	141,67	574,3
18	1800,0	225,00	487,8	180,00	541,6	150,00	591,0
19	1900,0	237,50	501,2	190,00	556,4	158,33	607,1
20	2000,0	250,00	514,2	200,00	570,9	166,67	622,9
21	2100,0	262,50	526,9	210,00	585,0	175,00	638,3
22	2200,0	275,0	539,3	220,00	598,7	183,33	653,3
23	2300,0	287,50	551,4	230,00	612,2	191,67	668,0
24	2400,0	300,00	563,3	240,00	625,4	200,00	682,4
25	2500,0	312,50	574,9	250,00	638,3	208,33	696,4
26	2600,0	325,00	586,3	260,00	650,9	216,67	710,2
27	2700,0	337,50	597,5	270,00	663,3	225,00	723,8
28	2800,0	350,00	608,4	280,00	675,5	233,33	737,0
29	2900,0	362,50	619,2	290,00	687,4	241,67	750,1
30	3000,0	375,00	629,8	300,00	699,2	250,00	762,9

Первое впечатление от данных результатов – таких скоростей, превышающих 700 километров в час, попросту **не бывает!** Они присущи не наземному транспорту, а разве что самолетам! Но, во-первых, такая скорость появляется, причем для самой пологой арки, только в конце таблицы при пролетах более 2,5 км (которых, кстати, тоже пока «не бывает»). Во-вторых, даже пассажирские самолеты эти скорости давно превзошли и перешагнули звуковой барьер, то есть около 1200 км/час. Что же касается «не бывает» – снова смотрим в Интернет.

Скоростным рекордсменом среди рельсовых поездов является французский поезд TGV, достигший при испытаниях в 2007 году скорости 575 км/час (см. красную штриховую линию на рис. 4). Правда, его крейсерская скорость несколько ниже – около 460 км/час. В

Японии еще в 1964 году построили поезд на магнитном подвесе, максимальная скорость которого – 581 км/час, причем за полвека эксплуатации этого поезда не было ни одной аварии. Наш отечественный «Сапсан» выглядит на этом фоне пока скромно – 250 км/час (см. красную пунктирную линию на рис. 4).

Таким образом, современные поезда-рекордсмены могут достичь эффекта невесомости при длине пролета около 2 км, и даже «Сапсану» это по силам при пролете 400-500 м – очень прилично, но реально для арочного моста. К тому же не стоит забывать, что технический прогресс продолжается, и те рубежи, что сегодня еще не достигнуты, могут быть преодолены завтра, причем даже быстрее, чем нам думается.

Кстати, отсутствие подвижной нагрузки именно для арочных мостов сулит значительную экономию материала и снижение собственного веса конструкции. Это связано с тем, что собственный вес вызывает в основном продольные усилия в поперечных сечениях арки и равномерное распределение нормальных напряжений, экономно использующее все сечение, в то время как локально расположенная по длине моста подвижная нагрузка добавляет к усилиям изгибающие моменты, которые невыгодным образом перераспределяют напряжения по сечению.

После найденных ответов возникают уже не столь очевидные новые вопросы, требующие своих решений. Например, в состоянии невесомости давление локомотива на путь прекратится, его колеса будут прокручиваться вхолостую, а поезд, потеряв контакт с рельсами, может просто опрокинуться. Напрашивающееся решение – «обнять» рельсы с боков расположенными в горизонтальной плоскости парами роликов, которые своими ребордами будут цепляться за низ головок рельсов и притягивать их к колесам локомотива и вагонов, обеспечивая тем самым сцепление и устойчивость самого поезда.

Следующие возражения – при больших пролетах требуется также большая стрела подъема арки, причем согласно схеме на рис. 3 полная высота моста будет еще в два раза больше за счет высоты эстакад на подходах, которые нужны для набора и погашения вертикальной составляющей скорости вагонов. Под таким мостом запросто может уместиться и Эйфелева башня, и даже Останкинская. К тому же арка таких размеров, даже если она имеет рациональное очертание и проходит по расчету на прочность, неизбежно потеряет устойчивость и рухнет только от собственного веса, какая уж там подвижная нагрузка. Возможные ответы на эти вопросы демонстрирует схема моста на рис. 5, на которой для уменьшения высоты моста предлагается эстакады на подходах заменить подъездными подземными тоннелями, а арку объединить с традиционной висячей конструкцией.

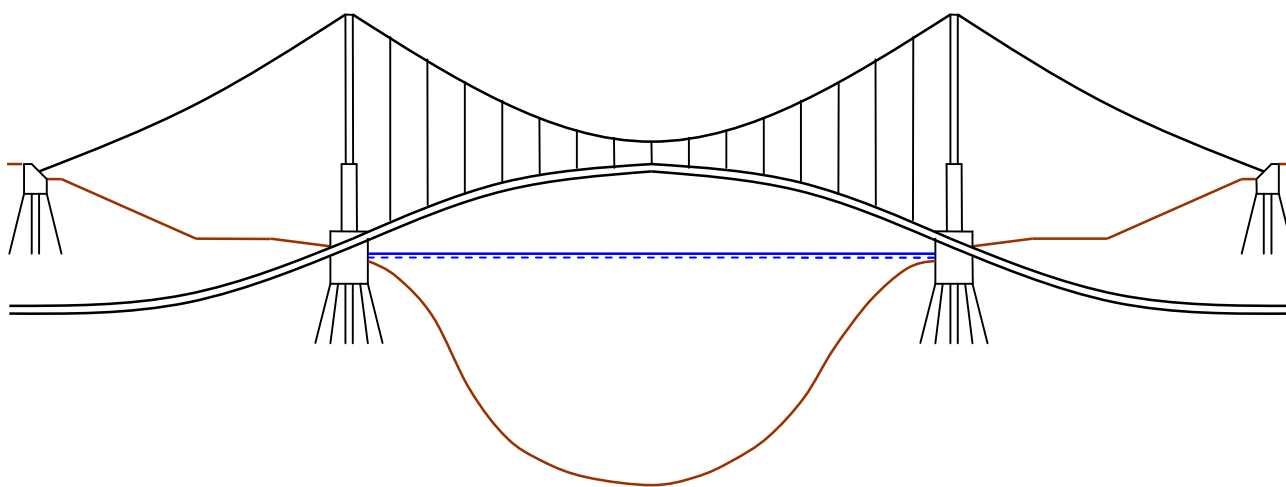


Рис. 5. Центробежный висячий мост с подъездными тоннелями

Тема центробежного моста странным образом дополняется и переплетается с излагаемыми далее еще более экзотичными вариантами мостовых переходов. Однако сейчас вернемся к теме высокоскоростного транспорта, чтобы обсудить одну его разновидность – незаслуженно забытый и обделенный практическим внедрением пневмотранспорт.

2.2. Пневмотранспорт

О проблемах транспорта в больших городах можно говорить бесконечно – похоже, что им недовольны абсолютно все! Пассажиры общественного транспорта возмущаются длительными ожиданиями на остановках, вынужденными пересадками и давкой в часы пик, автомобилисты – постоянными светофорами, запретительными дорожными знаками и отсутствием парковок, и те и другие томятся долгие часы в бесконечных пробках, часто доходя до стрессового состояния. Поездка по городу, на которую при пустых улицах, отключенных светофорах и хорошей скорости ушло бы 5-10 минут, может растянуться на час-два и даже более. Появившееся модное выражение – «транспортный коллапс» – часто отражает истинный масштаб этих проблем в современных мегаполисах.

Городские власти пытаются разрядить ситуацию на транспорте обычным набором мер: ремонтом и уширением дорог, устройством дополнительных парковок и строительством развязок и тоннелей, но не могут справиться с постоянно растущими пассажирскими и грузовыми потоками. Поэтому транспортные проблемы продолжают оставаться острыми и требуют новых, нестандартных решений.

Кардинальным решением проблем может стать появление нового вида общественного транспорта, обладающего такими достоинствами, как удобство, надежность, безопасность, всепогодность и самое главное – высокая скорость, позволяющая многократно сократить время поездок. Появление подобной альтернативы, безусловно, разгрузит остальные виды транспорта, заставит многих автомобилистов перейти в разряд пассажиров, а значит, уменьшится загруженность улиц и количество пробок и аварий. Одним из перспективных кандидатов на роль такого транспорта и является пневмотранспорт, технические аспекты которого предлагается обсудить.

Сейчас с термином «пневмотранспорт» обычно связывают транспортировку сыпучих и порошковых материалов на каком-нибудь производстве, но данное понятие гораздо шире и обозначает транспортировку чего угодно с помощью сжатого воздуха. Одной из разновидностей пневмотранспорта является пневмопочта, которая в нашем быту как-то не прижилась, но на Западе использовалась нередко для пересылки писем и документов на небольшие расстояния, например внутри офисного здания солидной фирмы.

В одном из голливудских фильмов было показано, как работает это устройство: клерк сворачивает пачку документов в трубочку, закладывает ее в цилиндрический контейнер, вставляет этот контейнер в приемник наподобие винтовочного затвора и нажимает кнопку. Контейнер с большой скоростью устремляется в прозрачную пластиковую трубу, безостановочно проскакивает повороты и развилки, с легкостью преодолевает вертикальные участки между этажами. Проходит всего несколько секунд, звякает сигнальный звонок, и вот уже документы в руках у босса. Любопытное изобретение, ну а что если увеличить масштаб?

Что ж, можно немного пофантазировать и представить похожую картину: в возможно недалеком будущем на улицах большого города появились линии пассажирского пневмотранспорта. Они представляют собой эстакады из труб диаметром около двух метров, которые опираются на легкие ажурные опоры и проходят вдоль краев тротуаров на высоте между первым и вторым этажами прилегающих зданий, чтобы не закрывать вид из окон. Возможно, трубы будут сделаны из прочного прозрачного пластика, но скорее всего это более дешевые стальные самонесущие трубы с часто расположенными по бокам круглыми окнами наподобие корабельных иллюминаторов.

Перед перекрестками магистральных улиц линии пневмотранспорта ветвятся наподобие автомобильных транспортных развязок и пересекают сами улицы либо по неглубоким тоннелям, либо над улицей, превращаясь при большой ширине проезжей части в арочную конструкцию. Перед остановками от основной трубы от ответвляется отросток, переходящий в посадочный участок, после которого он снова возвращается в магистраль. Сами остановки могут располагаться как непосредственно на тротуарах, так и в расположенных рядом с трассой зданиях, особенно если это вокзалы, торговые центры или административные учреждения.

Итак, житель города решил совершить поездку и приходит на остановку пневмотранспорта. После небольшого ожидания в очереди он подходит к посадочному участку и садится в кресло транспортного модуля, который на время поездки становится его личным транспортом и представляет собой легкую пластмассовую капсулу цилиндрической формы с двумя-четырьмя креслами на случай, если пассажир едет с семьей или в компании. В капсуле нет ни водителя, ни кондуктора, лишь небольшая панель перед креслом как у банкомата. Пассажир вставляет в нее пластиковую карточку для оплаты проезда, набирает на клавиатуре номер нужной ему остановки или просто показывает ее на дисплее и нажимает кнопку «пуск», отдавая все управление модулем автоматике.

Закрывается герметичный пластиковый колпак, модуль стремительно разгоняется, влетает в магистральную трубу и безостановочно мчится по городу, сам сбавляет скорость перед поворотами до 100 км/час и разгоняется на прямолинейных участках до немыслимой по нынешним меркам скорости – 200 км/час! Иллюминаторы за колпаком капсулы сливаются для сидящего в ней в одно длинное, как бы тонированное окно, за которым мелькают дома, перекрестки и площади. Не проходит и пяти минут, как пассажир высаживается уже на другом конце большого города.

Вот и первое возражение: механически увеличивать пневмопочту нельзя! Силы трения о стенки трубы будут слишком велики, они износят пластмассу корпуса через километр пути, и никакой смазки не хватит! На это возражение уже ответил один русский инженер, очерк о котором был напечатан в журнале «Техника молодежи» в застойные годы. Он работал на руднике и построил линию пневмотранспорта для перевозки добываемой руды от рудника до погрузочной станции в двадцати километрах, и эта линия успешно работала!

В качестве транспортного модуля талантливый инженер использовал специальные вагонетки собственной конструкции. Вагонетка представляла собой цилиндрический корпус с вырезом вверху для загрузки руды, имевший меньший внешний диаметр, чем внутренний диаметр трубы пневмотранспорта. По торцам к корпусу крепились диски с расположенными по кругу опорными роликами (по пять на каждую сторону), а по ободу дисков прокладывались кольцевые уплотнители. Таким решением было исключено касание корпуса со стенками трубы, до минимума снижены потери на сопротивление движению и одновременно обеспечена непроницаемость транспортного модуля для воздушного потока.

Дальше следуют уже серьезные вопросы: если сеть линий пневмотранспорта будет такой сложной, разветвленной, возможно даже закольцованной и накрывающей собой целый город, то в каком месте нужно закачивать в нее воздух и откуда этот воздух должен выходить, чтобы обеспечить движение множества транспортных модулей по своим индивидуальным маршрутам? Ответы на эти вопросы снова подсказала статья в ТМ (все-таки хороший был журнал!), в которой рассказывался малоизвестный эпизод из истории Второй мировой войны.

Итак, Германия уже оккупировала Францию, но островная Англия держалась, и серьезно наказать ее не удавалось. Авиационные налеты оказались малоэффективными и приводили к большим потерям для самих нападавших, и тогда немецкие генералы решили построить стационарную сверхмощную пушку (была у них склонность к гигантомании) и обстре-

ливать из нее Лондон через пролив. И такая пушка в обстановке строжайшей секретности была построена!

Немецким инженерам пришлось решать много проблем, чтобы реализовать эту утопию. Для разгона снаряда до необходимой скорости был нужен сверхдлинный ствол, который сделали составным и расположили не на лафете, а на пологом склоне холма. По мере движения снаряда по такому длинному стволу давление пороховых газов заметно уменьшается, и, чтобы поддержать его на высоком уровне, по бокам и вдоль ствола устроили несколько дополнительных камер сгорания, направленных под углом к оси пушки. По замыслу инженеров дополнительные заряды должны были взрываться поочередно в процессе продвижения снаряда по стволу, но добиться необходимой синхронизации взрывов у них так и не получилось.

Как говорится, и слава Богу, что не получилось и что Лондону удалось избежать многочисленных жертв и разрушений, но последний инженерный замысел весьма занимателен, ведь пушка – довольно близкая «родственница» пневмотранспорту и вся принципиальная разница заключается лишь в замене пороховых газов на сжатый воздух! Но вот готов и ответ на поставленные выше серьезные вопросы: откачивать воздух из трубы пневмотранспорта и закачивать его обратно нужно на всем ее протяжении, соответственно впереди и сзади каждого движущегося модуля, создавая необходимый для его движения локальный перепад давлений! Идея звучит неплохо, но как это сделать практически?

На рис. 6 приведена принципиальная схема модуля и участка трубы пневмотранспорта. На ней параллельно основной трубе 1 проходят трубы высокого и низкого давления 3, 4, соединенные с первой регулярно расположенными по длине вентилями 5 с автоматическим управлением. Вентили получают команды непосредственно от движущегося модуля, который открывает вентили низкого давления на некотором участке перед собой и над собой и вентили высокого давления – на участке под собой и сзади себя. Благодаря этому, а также наличию у модуля не только поперечных уплотнителей 6, но и продольных 7 создается перепад давлений воздуха на торцах, обеспечивающий силу тяги, а также перепад давлений на боковой поверхности модуля, порождающий эффект воздушной подушки.

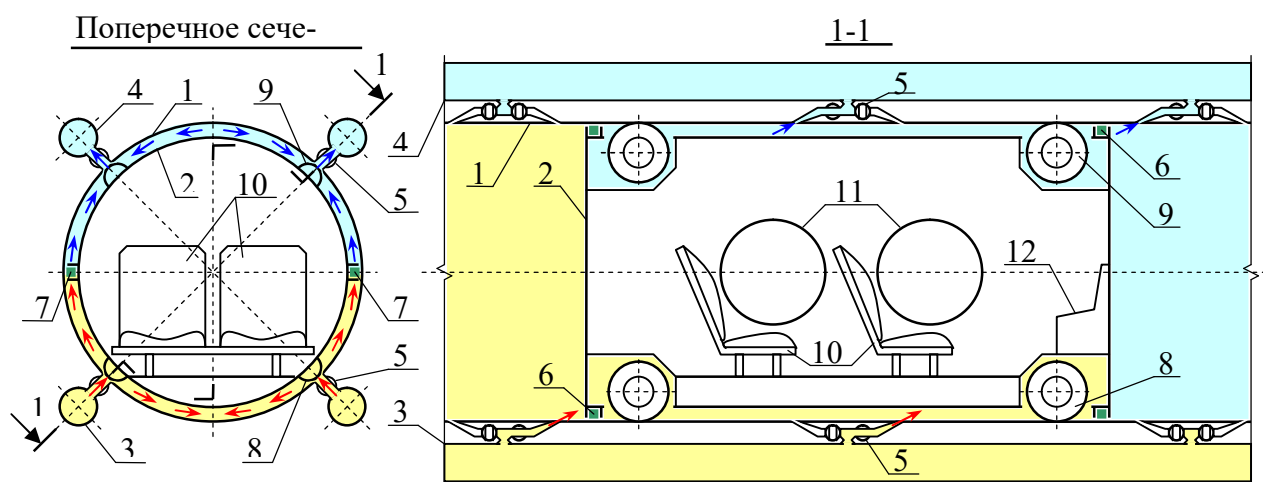


Рис. 6. Модуль и участок трубы пневмотранспорта:

- 1 – труба пневмотранспорта; 2 – корпус модуля; 3, 4 – трубы высокого и низкого давления; 5 – вентили с автоматическим управлением; 6, 7 – поперечные и продольные уплотнители; 8, 9 – нижние и верхние ролики; 10 – пассажирские кресла; 11 – иллюминаторы; 12 – панель

Последний эффект может оказаться очень полезен, поскольку воздушная подушка, приняв на себя вес модуля с пассажирами, разгрузит опорные нижние ролики 8, оставив им вкуче с верхними роликами 9 лишь функцию направляющих. Это существенно снизит потери на трение в роликах и повысит скорость модуля. Зоны повышенного и пониженного давления показаны на рис. 6 желтым и голубым цветами, направление воздушных струй – соответственно красными и синими стрелками. Здесь можно отметить наклонное положение сопловых участков вентиляей, позволяющее также повысить скорость модуля за счет реактивного действия воздушных струй.

Итак, основные и принципиальные моменты оговорены, осталось сделать лишь некоторые дополнительные замечания.

1. Пары труб высокого и низкого давления позволяют не только повысить надежность системы, но и без каких-либо стрелок управлять движением модуля на развилках, попросту «сдувая» модуль в нужную сторону.
2. Для передачи команд от модуля к вентилям с автоматическим управлением можно использовать как радиосвязь с небольшим радиусом действия, так и оптическую связь с помощью лазеров и фотоэлементов.
3. Центр тяжести транспортного модуля с пассажирами должен находиться ниже оси цилиндра корпуса. Тогда, за счет способности модуля поворачиваться вокруг продольной оси, пассажиров не будет бросать вбок при прохождении на большой скорости поворотов и они почувствуют лишь увеличение силы тяжести.
4. Для перекачки воздуха из труб низкого давления в трубы высокого давления можно использовать несколько насосных станций, распределенных по районам города и страхующих друг друга на случай аварийной остановки одной из них. Режим работы станций должен автоматически согласовываться с датчиками измерения давлений в трубах.
5. В магистральных трубах пневмотранспорта необходимо установить впускные и выпускные клапаны для поддержания давления в них в заданном диапазоне.
6. Поверху магистральных труб целесообразно устроить тротуарные проходы с перильными ограждениями, которые в местах пересечений с улицами могут служить дополнительными подземными и надземными переходами.
7. На случай крупной аварии или диверсии следует предусмотреть возможность аварийного открывания колпака модуля, находящегося внутри трубы, и эвакуации пассажиров через аварийные люки в ее верхней части.

Есть у изложенной идеи и проблемный момент, связанный с прохождением модуля через узел смычки двух линий пневмотранспорта в одну. В отличие от узла развилки, где транспортные потоки расходятся без каких-либо проблем, в узле смычки они сходятся, и если не принять специальных мер, то будут происходить столкновения модулей из разных потоков. Возможный способ избежать таких столкновений и не потерять при этом скорости движения – развести прохождение узла смычки модулями из разных потоков по коротким интервалам времени, которые можно условно назвать четными и нечетными. Величину данных интервалов можно принять в соответствии со временем прохождения модулем, движущимся со средней скоростью, минимального расстояния между модулями в потоке. Тогда на подходе к узлу смычки бортовой компьютер каждого модуля должен постоянно рассчитывать момент прохождения узла и корректировать скорость модуля так, чтобы гарантированно попасть в отведенный ему (четный или нечетный) интервал.

Однако благополучным прохождением смычки данная проблема не исчерпывается, ибо интервалы между модулями в суммарном потоке после смычки станут меньше и нужно некоторое время на то, чтобы колонна модулей растянулась и восстановила минимальные интервалы между модулями. Если это не произойдет до следующей смычки, то проблема усугубится и может привести к потере скорости или к той самой пробке, которую так хотелось бы избежать. Не допускать подобных перегрузок системы возможно с помощью цен-

трального компьютера, который отслеживал бы движение всех модулей, утверждал или корректировал маршруты поездов и задерживал еще на остановках выезд модулей в перегруженные районы. Что ж, безусловно, проблемы у пневмотранспорта есть, и довольно серьезные, но тем интереснее их решать!

В противовес проблемам у пневмотранспорта есть и неоспоримые достоинства, среди которых отметим лишь некоторые.

1. Малые поперечные габариты, позволяющие проложить магистральную трубу в любом месте улицы и даже внутри зданий. Последний момент можно использовать при проектировании новых городов и микрорайонов, отдавая под магистраль и ее остановки часть второго этажа жилых домов.
2. Безопасность, поскольку линии пневмотранспорта, занимая «второй этаж» улиц, не пересекаются с другими видами транспорта. Отметим также, что модули, идущие в одной магистральной трубе с разными скоростями, практически не могут столкнуться из-за воздушной подушки, немедленно возникающей при их сближении.
3. Всепогодность, которая обеспечивается герметичностью трубы и ее высоким расположением на эстакаде, благодаря чему пневмотранспорту не страшны ни осадки, ни снежные заносы. Это особенно ценное качество для городов Сибири и Камчатки, где нередки сильнейшие снегопады, заносящие дороги двухметровыми сугробами. Кстати, морозы там тоже не редкость, и при низких температурах в трубы высокого давления можно закачивать горячий воздух для обогрева пассажиров и механизмов вентиляций.
4. Простота, дешевизна и малый вес модулей, поскольку в них нет ни дорогих материалов, ни двигателей, ни сопутствующих им бензобаков и аккумуляторов, ни рулевых механизмов и прочих атрибутов других транспортных средств. Обеспечить массовое производство таких модулей не намного сложнее, чем «штамповать мыльницы».

И наконец, о максимальной скорости в 200 км/час, которая была заявлена выше – достижима ли она на практике? Данная величина принята таковой не по техническим расчетам, а потому, что развивать еще большую скорость в городских условиях просто невозможно. Ведь обычные пассажиры – не тренированные пилоты болидов «Формулы-1» с отменным здоровьем, и подобная поездка может закончиться для некоторых из них в больнице. Другое дело – междугороднее сообщение с почти прямолинейной трассой. Очень возможно, что пневмотранспорт подобного типа сможет составить конкуренцию упоминавшимся ранее высокоскоростным поездам-чемпионам и даже превзойти их благодаря воздушной подушке, которая ничуть не хуже магнитного подвеса обеспечивает отсутствие трения с дорогой, а также внешнему способу создания тяги и разреженной атмосфере впереди состава, оказывающей меньшее сопротивление.

Об эффективности нового вида транспорта можно судить не только по скорости, но и по пропускной способности p . Эта способность пропорциональна средней скорости v_s транспортных средств и обратно пропорциональна среднему интервалу ℓ_s между ними. Для автомобильного транспорта в городских условиях можно принять $\ell_s = 10$ м, $v_s = 25$ км/час («красная цена» с учетом пробок и остановок на перекрестках) и для одной полосы движения получим $p = 42$ автомобиля в минуту. Если ориентировочно принять для пневмотранспорта $\ell_s = 20$ м, $v_s = 150$ км/час, то для одной линии будем иметь $p = 125$ модулей в минуту, то есть в три раза больше.

Смогут ли реально две линии пневмотранспорта быть равноценными широкой улице с шестью полосами движения, сказать трудно, как говорится, «не попробуешь – не узнаешь», а попробовать, возможно, стоит! Но для этого масштабного дела нужны энтузиасты и эксперты, талантливые инженеры и проектировщики, научные исследования и строительство экспериментальных линий, заинтересованность государства и бизнеса. Осуществится ли все это

когда-нибудь или прогресс в области транспорта пойдет по другим направлениям – покажет только будущее. А мы вернемся к своим транспортным переходам – разговор о них еще не закончен!

2.3. Аэромост

В ходе обсуждения идеи центробежного моста выяснилось, что при достижении «скорости невесомости» собственный вес проходящего транспорта снижается до нуля. Однако вес временной нагрузки составляет для большепролетных мостов лишь небольшую долю от собственного веса конструкций, и с увеличением длины пролета эта доля только уменьшается в полном соответствии с «проклятием масштаба». Значит, вся затея с центробежным мостом была напрасной, «проклятия» не перебороть?

Не будем спешить с выводами и вспомним, что на все тела, находящиеся на Земле, действует еще одна известная нам со школы сила – выталкивающая сила Архимеда! Нет, речь не идет о водных глубинах (об этом разговор еще впереди) и опечатки здесь нет, просто все мы находимся в глубине воздушного океана, и действующая на каждого из нас выталкивающая сила равна весу вытесняемого нами воздуха. Вот только способна ли эта маленькая выталкивающая сила, которую мы даже не замечаем, сделать невесомым огромный большепролетный мост?

Наша цивилизация уже давно научилась использовать данную силу на практике, создав аппараты легче воздуха – аэростаты и дирижабли. Последние в первой половине прошлого века даже летали через океан и успешно конкурировали с самолетами, называвшимися в отличие от них аппаратами тяжелее воздуха. Самым известным дирижаблем того времени благодаря своим рекордным размерам и трагической судьбе был немецкий «Гинденбург», построенный в 1931-1936 годах.

Основные характеристики этого гиганта, взятые снова из Интернета, впечатляют: длина 245 м, максимальный диаметр 41 м, объем газа 200000 м^3 , скорость 135 км/час, полная грузоподъемность до 100 тс. «Гинденбург» перевозил до 72 пассажиров и без происшествий летал даже в Бразилию и Аргентину, но через год эксплуатации он в мае 1937 года, завершив свой последний рейс, взорвался у причальной мачты г. Лейксерст, США. Случившаяся катастрофа потрясла весь мир, стало резко уменьшаться количество желающих быть пассажирами дирижаблей, и их блестящая эпоха завершилась. Что же так перепугало пассажиров и отвратило их от дирижаблей? Ведь катастрофы самолетов и в наше время не редкость, но люди тем не менее продолжают летать.

Для создания подъемной силы оболочки аэростатов и дирижаблей должны быть заполнены газом легче воздуха. Реальных кандидатов на эту роль всего два. Первый – водород, являющийся самым легким газом с плотностью $\rho_h=0,00009 \text{ т/м}^3$, но и самым опасным, поскольку его смесь с кислородом, называемая гремучим газом, может взорваться от малейшей искры; второй – безопасный инертный гелий с плотностью в два раза большей $\rho_g=0,00018 \text{ т/м}^3$, являющийся газом довольно редким и потому дорогим.

«Гинденбург» был изначально спроектирован под безопасный гелий, но США, владевшие немалыми запасами этого газа, не стали продавать его Германии, и немцам волею неволей пришлось переходить на доступный, но опасный водород, что в итоге и привело к трагедии. Была ли виновата в ней утечка газа или произошел теракт (была и такая версия) – уже не важно, судить об этом удел историков, но запуганные пассажиры не захотели сгорать заживо, и в конкурентной борьбе тех лет победили самолеты.

Забудем на время предрассудки и страхи того времени и оценим грузоподъемность объема газа «Гинденбурга» при справочной плотности воздуха $\rho_v=0,00129 \text{ т/м}^3$:

$$P = (\rho_v - \rho_h) \cdot V = (0,00129 - 0,00009) \cdot 200000 = 240 \text{ тс}. \quad (11)$$

За вычетом полной грузоподъемности 100 тс остается разница 140 тс, в которую, очевидно, входит вес оболочки и гондолы с двигателями.

Кстати, оболочка «Гинденбурга» была жесткого типа, то есть содержала внутри ажурный стержневой каркас, выполненный, вероятно, из легких алюминиевых сплавов. Оболочки аэростатов обычно были мягкого типа и обретали свою форму и жесткость как футбольный мяч под действием избыточного внутреннего давления газа. Какой тип оболочки более выгодный, сказать трудно, поскольку вес каркаса может быть эквивалентен дополнительному весу сжатого газа, но второй тип имеет тот же недостаток, что и футбольный мяч – способность «сдуваться». Известно, что аэростаты заграждения, защищавшие Ленинград и Москву от воздушных налетов в военные годы, периодически приходилось опускать и «подкачивать» водородом, и, возможно, именно этот недостаток повлиял на выбор конструкторов «Гинденбурга».

За неимением более точных данных предположим, что на оболочку приходится половина определенной выше разницы, то есть 70 тс и, следовательно, вес оболочки составляет примерно 30 % от грузоподъемности объема газа. Можно учесть, что за прошедшие 80 лет появились новые сверхпрочные и легкие материалы, использование которых позволит снизить долю веса оболочки до 15 %.

Итак, представим наш невесомый мост, в дальнейшем называемый новым термином «аэромост», в виде несущего аэростата с оболочкой жесткого типа, заполненной водородом, к которой в нижней части подвешена балочная клетка с проезжей частью и тротуарами. Выполним оценочный расчет погонной грузоподъемности и веса данной конструкции с учетом сделанных выше замечаний. Погонная грузоподъемность несущего аэростата моста определится формулой

$$q = 0,85g(\rho_v - \rho_h) \cdot F = 0,85 \cdot 9,8 \cdot 0,0012 \cdot F = 0,009996 \cdot F \approx 0,01 \cdot F \text{ кН / м}, \quad (12)$$

где F – площадь поперечного сечения аэростата, м².

В качестве временной нагрузки возьмем по минимуму лишь две полосы распространенной автомобильной нагрузки А11, для которой расчетная погонная нагрузка с учетом коэффициентов надежности и на полосы движения равна

$$q_v = 1,1 \cdot 9,8 \cdot 1,2 \cdot (1 + 0,6) = 20,7 \text{ кН / м}. \quad (13)$$

Будем полагать, что балочная клетка имеет ширину 10 метров и подвешена к аэростату по краям проезжей части шириной 8 метров. После расчета прочности и подбора сечений балок из высокопрочной стали был определен расчетный погонный собственный вес балочной клетки при толщине стального настила 10 мм:

$$q_p = 10,9 \cdot 1,1 = 12,0 \text{ кН / м}, \quad (14)$$

и суммарная расчетная нагрузка:

$$q_s = q_p + q_v = 12,0 + 20,7 = 32,7 \text{ кН / м}. \quad (15)$$

Из условия $q = q_s$ с учетом (15), (12) находим площадь $F = 3270 \text{ м}^2$ и соответствующий ей минимальный диаметр несущего аэростата $d = 64,5 \text{ м}$. Результат, конечно, не воодушевляет, и по сравнению с подобным аэромостом «Гинденбург», имевший диаметр в полтора раза меньший, уже не выглядел бы таким гигантом. Цена победы над «проклятием масштаба» оказалась слишком высока.

Но что если проявить фантазию и соединить все предыдущие идеи вместе: аэромост, центробежный мост и пневмотранспорт для междугороднего сообщения с рекордно высокой скоростью? Ведь тогда временную транспортную нагрузку не нужно учитывать, а постоянная нагрузка может уменьшиться по сравнению с балочной клеткой проезжей части. Проверим!

В качестве постоянной нагрузки возьмем погонный вес двух пластиковых труб диаметром по 3 метра, с толщиной стенок 30 мм и при плотности пластика 1,2 т/м³ будем иметь

$$q = q_p = 2 \cdot \pi \cdot 3,0 \cdot 0,03 \cdot 1,2 \cdot 9,8 \cdot 1,1 = 7,3 \text{ кН/м} . \quad (16)$$

Аналогично находим площадь $F=730 \text{ м}^2$ и диаметр аэростата $d=30,5 \text{ м}$. Что ж, последний результат уже вполне приемлемый, но означает ли он, что теперь пролет моста можно увеличивать безгранично?

Конечно же нет, ибо для данной конструкции моста лишь снято ограничение, поставленное вертикальной нагрузкой от собственного веса и от транспорта. Но остается горизонтальная ветровая нагрузка, и именно она способна поставить свое ограничение на длину пролета, особенно учитывая большую гибкость моста и возросшее по сравнению с другими мостами аэродинамическое сопротивление из-за приличной величины диаметра аэростата.

Окончательная схема аэромоста представлена на рис. 7. На ней показаны прикрепленные к линиям пневмотранспорта две системы наклонных натягающих тросов с оттяжками, как раз и предназначенные для увеличения горизонтальной жесткости конструкции и восприятия ветровых нагрузок. Условием натяжения этих тросов является существование избытка подъемной силы аэромоста, который должен быть заложен в его конструкции.

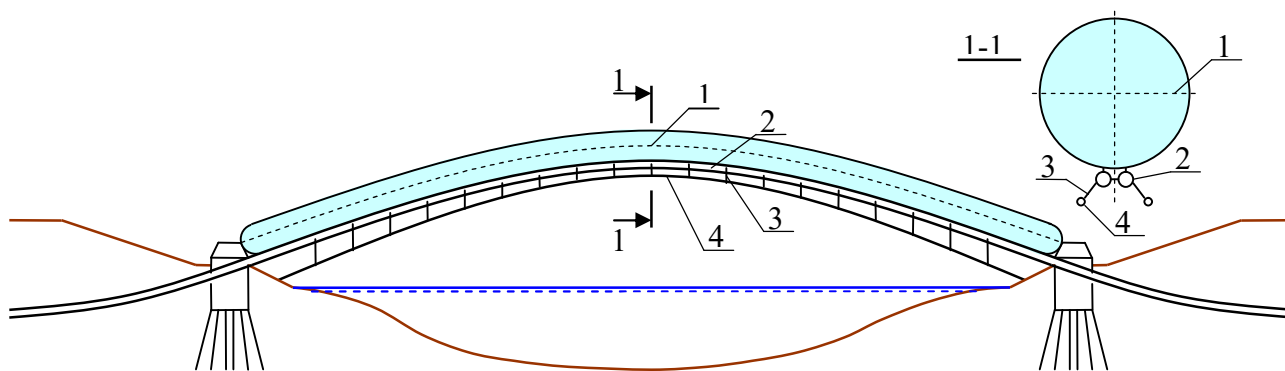


Рис. 7. Аэромост с подъездными тоннелями:
1 – несущий аэростат; 2 – линии пневмотранспорта;
3 – оттяжки; 4 – натягающий трос

В заключение отметим особенности сборки и монтажа конструкции аэромоста. Из-за большой высоты и воздействий ветра сборку конструкции лучше производить не в рабочем положении, а в положении «лежа на боку», выбрав и спланировав для этого ровную площадку поблизости. Перед заполнением оболочки надо не забыть привязать аэростат к земле по всей длине и отвязать его нужно только перед монтажом. Также перед монтажом следует привязать к натягающим тросам временные грузы с точно рассчитанным весом, чтобы обеспечить всей конструкции близкий к нулю вес. Ну и сам монтаж желательно производить при полном безветрии и хорошем прогнозе погоды либо с привлечением вертолетов, либо с помощью тяжелых машин и лебедок, установленных на опорах.

Что ж, осталось представить впечатления пассажиров пневмотранспорта, с огромной скоростью взлетающих к облакам по невесомому мосту, испытывающих в течение долгих секунд состояние полной невесомости и любующихся открывающимися сверху бесподобными видами – куда там «игрушечным» американским горкам!

Как бы ни хотелось под конец портить прозвучавшую мажорную ноту, но придется это сделать, ибо аэромост, так же как и его предшественник «Гинденбург», практически не имеет защиты от теракта и, будучи построен, может повторить судьбу злосчастного дири-

жабля. Остается лишь надеяться, что ко времени строительства моста, если оно когда-нибудь состоится, человечество сможет излечиться от этой страшной болезни – терроризма.

2.4. Баллистический мост

Наша фантазия иной раз может выйти из-под контроля разума и предложить действительно бредовую идею, что видно из следующего риторического и одновременно очень провокационного вопроса: сколько возни и хлопот с этим аэромостом, а нужен ли он вообще? Ведь между ним и модулем пневмотранспорта никакого взаимодействия практически нет, раз последний находится в состоянии невесомости. Убрать этот мост, и делу конец!

Ну что тут поделаешь, придется искать аргументы и как-то отвечать на эти происки фантазии. Можно начать с того, что идея-то не нова, вспомнить хотя бы знаменитый роман Жуль Верна «Из пушки на Луну» или уже упоминавшуюся сверхмощную пушку, из которой немцы собирались обстреливать Лондон. Правда, о намеренной стрельбе из одного ствола в другой слышать не доводилось.

Но ведь пневмотранспорт хоть и близкий «родственник» пушке, но на такую стрельбу не способен. Для разгона модуля до скорости снаряда потребуется толстостенная труба и огромное давление газов. Наивное заблуждение! Для достижения нужной скорости необходимо придавать модулю большое ускорение, достаточно иметь протяженные участки для разгона и торможения на берегах переправы, и длина этих участков может измеряться километрами.

Хорошо, пусть так. Значит, модуль будет лететь по инерции по так называемой баллистической траектории (рис. 8), однако эта траектория зависит от многих факторов, которые даже трудно перечислить: начальная скорость, угол возвышения, масса и форма снаряда, аэродинамическое сопротивление и даже состояние атмосферы. Как же все это учесть? Как раз это не проблема, ведь баллистика – древняя и уважаемая наука, которая все эти факторы давно научилась учитывать, наверняка по данной теме и мощные компьютерные программы уже есть, а собрать в автоматическом режиме необходимые исходные данные, вплоть до массы модуля и состояния атмосферы, уже чисто техническая задача.

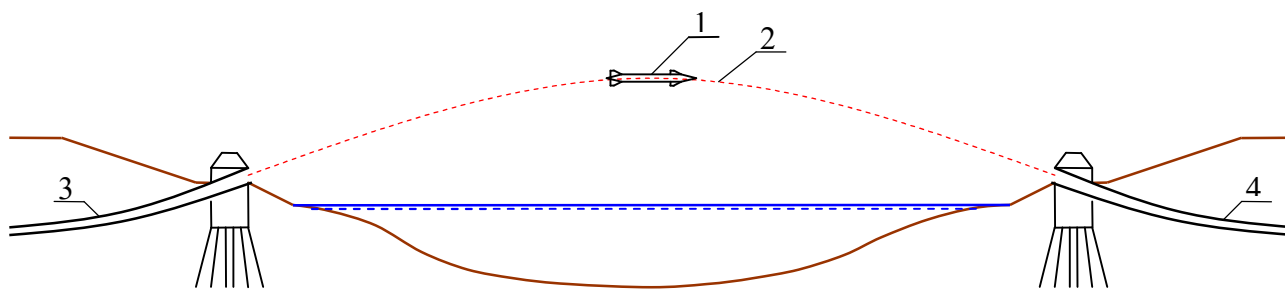


Рис. 8. Баллистический мост:

1 – транспортный модуль с выдвижными стабилизаторами полета;

2 – баллистическая траектория;

3, 4 – разгонно-принимающие тоннели с раструбами

Но есть же понятия «разброс» и «кучность» у оружейников и стрелков, которые присущи даже профессиональным снайперским винтовкам. В одну и ту же мишень невозможно попасть точно «пуля в пулю», разве что случайно! К тому же возможны локальные внезапные порывы ветра, которые не зафиксируешь никакими датчиками. Хороший вопрос, но и на него есть ответ: полет модуля должен постоянно корректировать бортовой компьютер с помощью выдвижных стабилизаторов и элеронов как у крылатой ракеты. Сейчас все ведущие

военные державы оснащают свои армии пресловутым высокоточным оружием, мог бы и наш ВПК ради такого важного дела поделиться с будущими разработчиками баллистического моста маленькой толикой своих технологий. К тому же стабилизаторы – это хоть и маленькие, но крылья, а значит, полет модуля должен стать планирующим и его дальность может увеличиться до десяти и более километров – недостижимая длина пролета для моста любой конструкции!

Так ведь мало же точно попасть в центр принимающего тоннеля, в него надо войти под строго определенным углом, задаваемым касательной к оси тоннеля. Или опять – все можно просчитать и скорректировать? Вот именно! При этом жерлу тоннеля можно придать форму пологого раструба, чтобы смягчить последствия небольших отклонений от расчетной траектории.

Ну а если будет ветреная или дождливая погода? Ведь автоматика не всемогуща и может не справиться с управлением и даже отказать! На данный случай в аэропортах давно ввели понятие нелетной погоды и задержки рейсов, можно последовать этому примеру.

Немного же найдется желающих прокатиться в таком модуле и пойти на риск разбиться «в лепешку» при приземлении! Очередная ошибка – любителей риска и адреналиновых ощущений хватало во все времена! Но совершенно ни к чему устраивать из этой идеи рискованный аттракцион для подобных любителей, а пассажирское сообщение через баллистический мост станет возможным только после длительного и безаварийного периода эксплуатации по транспортировке грузов. А потом, как всегда, придет привычка, и наши пассажиры при переезде будут только зевать или банально спать.

Все, хватит! Аргументы закончились, а «просить помощь из зала» скептиков как-то не хочется – спор и без этого слишком затянулся. Пусть снова будущее решает, кто здесь прав!

Итак, благодаря фантазии мы подружились со стихией воздуха, прокатились с ветерком на пневмотранспорте, став невесомыми, промчались по такому же невесомому аэромосту, полетали на крылатой ракете и заодно поучаствовали в утомительной дискуссии. Но пора уже спуститься с облаков, нет, не на землю, а лучше сразу под воду, в гости к новой стихии.

2.5. Акватоннель и аквамост

Стихия воды, загадочный и необъятный подводный мир, так мало изученный и практически не освоенный человечеством, несмотря на множество построенных им подводных лодок и батискафов. Вероятно, люди инстинктивно побаиваются подводной стихии, в которой не могут долго находиться.

Лишний раз подтверждает это проводившееся недавно сравнение всего двух вариантов транспортного перехода через Керченский пролив – моста и тоннеля, с обсуждения которых и начиналась данная статья. А ведь эти переходы более правильно называть «надводный мост» и «подземный тоннель», чтобы отличать их от возможных аналогичных переходов под водой, полное название которых могло бы быть «подводный мост» и «подводный тоннель», или сокращенно – «аквамост» и «акватоннель». Но из-за неприятия и боязни подводной стихии возможность таких переходов никем всерьез не рассматривается, а зря! Но что же они могут собою представлять?

Безусловно, это опять труба, лучше всего подходящая для восприятия внешнего давления воды, но на этот раз труба большого диаметра, стальная, толстостенная, собранная из отдельных сегментов, соединенных между собой сварными стыками по технологиям, которые используются при изготовлении корпусов подводных лодок и кораблей.

Внутренняя планировка трубы зависит от назначения перехода и может включать в себя обычные автомобильные и железные дороги, тротуары для пешеходов и различные коммуникации. Кстати одной из этих коммуникаций для Керченского пролива мог бы быть

водовод пресной воды, проложенный в отдельном продольном отсеке и подающий воду в страдающий от засухи Крым из довольно близко расположенного устья Кубани.

Акватоннель может прокладываться при небольших глубинах и относительно ровном пологом дне, для чего с поверхности воды и с берега отрывается (возможно, с применением взрывного способа) траншея 3, в которую затем опускаются железобетонные фундаменты 1 с полукруглым вырезом для надежной фиксации трубы. После установки трубы и крепления ее к фундаментам траншея засыпается щебнем 2 вровень с поверхностью дна (рис. 9). При сильном течении во избежание размыва щебень может быть залит специальным бетоном, способным затвердевать и набирать прочность в воде.

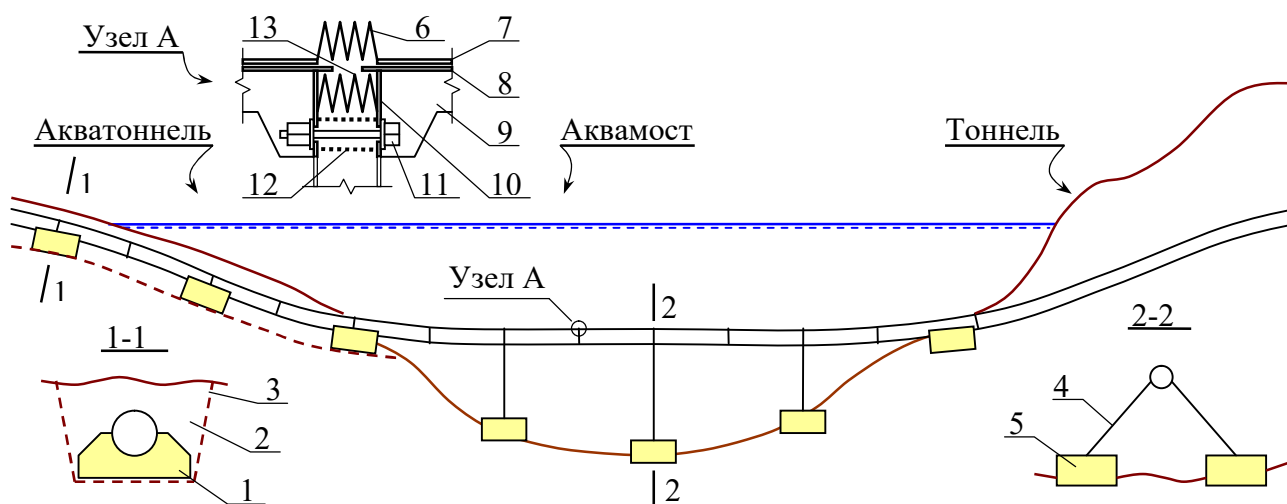


Рис. 9. Комбинирование акватоннеля, аквамоста и тоннеля:

- 1 – фундамент; 2 – щебеночная засыпка; 3 – траншея; 4 – якорные цепи или тросы; 5 – якорные фундаменты;
6 – пластиковый гофр; 7 – пластиковая оболочка; 8 – стальная труба; 9 – ребро жесткости; 10 – фланец;
11 – стяжной болт; 12 – пружина; 13 – стальной гофр

Аквамост предназначен для прохождения глубоководной части водной преграды, и в отличие от акватоннеля он не опускается на дно, а крепится якорными цепями или тросами 4 к якорным фундаментам 5 наподобие рассмотренных ранее понтонов постоянного уровня (см. рис. 2). Якорные фундаменты и цепи по существу являются опорами аквамоста, а интервалы между ними – его пролетами.

Если берег крутой и обрывистый, то под ним целесообразно прокладывать обычный тоннель, хотя при этом не исключено возникновение отмечавшихся ранее трудностей, связанных с проходкой последних метров тоннеля и его стыковкой с подводной частью перехода. Возможная комбинация всех трех случаев в одном транспортном переходе и приведена на рис. 9.

Представленная конструкция, безусловно, вызывает вопросы, и самый естественный из них связан с агрессивностью морской воды, в которой сталь довольно быстро будет ржаветь. Здесь можно упомянуть опыт прокладки газовой трубы «Северный поток» по дну Балтийского моря. Данную трубу для предотвращения коррозии поместили в защитную оболочку из специального пластика, и ничто не мешает сделать то же и с нашей трубой.

Однако упомянутая газовая труба имела диаметр около метра, и при укладке ее с помощью специального судна она довольно сильно изгибалась, прежде чем лечь на дно, но не ломалась из-за большой гибкости. Труба подводного перехода должна иметь диаметр во много раз больший и подобным образом изгибаться уже не сможет. К тому же ее вес и размеры не позволят осуществить перевозку ни на одном судне. Как же быть?

Здесь стоит остановиться подробнее и начать с конструкции трубы. Она разбивается на жесткие секции, которые стыкуются друг с другом с помощью фланцев 10 в узле «А» (рис. 9) и расположенных по кругу стяжных болтов 11. Данные болты не стягивают фланцы вплотную, а вставленные между ними пружины 12 заставляют их разойтись с определенным зазором, осуществляя этим гибкое соединение секций трубы. Водонепроницаемость стыка секций обеспечивается соединением трубы и пластиковой оболочки с помощью гофров 13, 6. Таким образом, благодаря гибким соединениям секций, труба в целом также становится гибкой на стадиях изготовления, транспортировки и монтажа. После монтажа гайки стяжных болтов закручиваются, фланцы стягиваются и конструкция трубы становится жесткой.

Изготовление всей трубы подводного перехода должно осуществляться на судостроительной верфи с достаточно большой акваторией. На концах трубы ставятся временные герметичные заглушки конусообразной формы с монтажными петлями для буксировочных тросов. Изготовление и сборка секций производится на стапеле, и после готовности очередной секции осуществляется сдвигка собранной части трубы в акваторию, где она плавает в подводном положении. Это положение регулируется временной загрузкой секций и присоединением к ним поплавков с тросами одинаковой длины.

Транспортировка готовой трубы должна выполняться в том же подводном положении при штилевой погоде двумя буксирными судами достаточной мощности. Буксировка осуществляется с помощью тросов, присоединенных к конусообразным заглушкам на концах, и при постоянном отслеживании положений поплавков для недопущения сильного изгиба трубы. На стадии монтажа притягивание трубы к установленным фундаментам нужно осуществлять равномерно, чтобы избежать больших перекосов секций в стыках.

Вот, кажется, все скучные, но необходимые подробности оговорены и можно опять немного пофантазировать. Подумаем о том, что если не по всей длине аквамоста, то хотя бы на отдельных его участках можно устроить окна с бронированными стеклами как в батискафе и смотровые площадки для пешеходов и экскурсий. Смотреть на таинственный подводный мир за окном в свете прожекторов, наблюдать за жизнью его диковинных обитателей в их естественной среде – никакие искусственные океанариумы с аттракционными аквалангистами, кормящими акул, с этим не сравнятся! Аквамост окупится только за счет туристов, желающих пройти по нему пешком и хоть чуть-чуть прикоснуться и приобщиться к загадочной жизни морских глубин.

Безусловным достоинством аквамоста является его практически неограниченная длина, которая может составлять десятки километров. В этом случае, для облегчения изготовления и транспортировки трубы, ее можно разбить на участки длиной в один – два километра с временными водонепроницаемыми перегородками по концам, и продумать технологию их стыковки под водой. Эти временные перегородки можно сделать и постоянными с автоматическим открыванием и закрыванием в экстренных случаях.

И, конечно, нельзя забывать, что стихия воды, такая спокойная на вид в глубине моря, может стать смертельной ловушкой и отплатить людям за их обычную беспечность. Поэтому очень важно предусмотреть средства спасения людей, оказавшихся в силу каких-либо причин отрезанными от выходов на поверхность земли. Это могут быть спасательные капсулы для экстренного всплытия групп людей на поверхность воды или, при небольших глубинах, кессонные камеры для выхода в воду, снабженные индивидуальными спасательными жилетами и масками. Не лишним было бы предусмотреть аварийные насосы для откачки воды и закачки воздуха и надежные средства связи со спасательными службами. Короче, сделать нужно все возможное, чтобы трагедия нашей подводной лодки «Курск» больше не повторялась.

Выводы

Россия не только поражает иностранцев своими размерами и богатством природных ресурсов, но занимает в этом мире исключительное стратегическое положение. По территории нашей страны с древнейших времен проходят торговые пути между Западом и Востоком. С одной стороны – промышленная Европа и богатый нефтью Ближний восток, с другой – Китай, Корея и Япония с мощными и бурно развивающимися экономиками, мы – посередине, и это положение сулит огромные доходы только за счет транзита товаров и пассажирских перевозок.

Руководство РФ объявило одной из своих приоритетных задач развитие регионов Сибири и Дальнего востока, государство и бизнес вкладывают беспрецедентные средства в реконструкцию старых и строительство новых дорог, мостов и дорожной инфраструктуры. Также не обделен вниманием железнодорожный транспорт, и на отдельных маршрутах уже курсируют новые высокоскоростные поезда. Все это обнадеживающие признаки долгожданного возрождения страны.

В данных условиях приобретает особую актуальность строительство транспортных переходов через широкие водные преграды. Это важнейшее дело не ограничивается установлением транспортного сообщения с Крымом через Керченский пролив. Такие переходы нужны для преодоления могучих сибирских рек, наверняка ждет своей очереди Сахалин, отделенный от материка семикилометровым проливом Невельского, а от Сахалина через пролив Лаперуза не так уж далеко и до Японии, которая, возможно, захочет внести свою лепту в это строительство. Про Берингов пролив лучше пока помолчать и подождать лучшего времени, когда отношения с Америкой нормализуются.

В статье предлагаются новые нетрадиционные конструкции транспортных переходов, а также обсуждаются возможности использования высокоскоростного пневмотранспорта в городских условиях и для междугороднего сообщения. Несмотря на экзотичность некоторых из предложенных идей, все они вполне могут быть реализованы уже при нынешнем уровне развития технологий. Будут ли эти идеи когда-нибудь воплощены на практике, зависит от многих причин и прежде всего от того, удастся ли преодолеть косность и традиционализм мышления людей, принимающих решения.

Для статьи намеренно выбрана необычная форма изложения, призванная на примерах показать молодым людям, вступающим в науку, трудный и интересный процесс зарождения и развития научно-технических идей. Хотелось бы научить их задействовать на полную мощность свою фантазию, не стесняться искать и находить нестандартные решения и при этом уметь критически оценивать свои идеи, взвешивать все «за» и «против» и иметь мужество признавать неудачи, чтобы двигаться дальше.

Ну а тем молодым людям, которым приглянулись изложенные в статье идеи и они готовы стать их энтузиастами и проводниками в жизнь, хочется сказать: «Держайте! Организуйтесь в коллективы, пробуйте конструировать и выполнять расчеты, строить модели и проводить эксперименты, участвуйте в выставках технического творчества и добивайтесь признания – все в ваших руках! Не бойтесь мук творчества, временных трудностей и неудач и помните слова из песни – «если долго мучиться, что-нибудь получится». Верьте в успех, и у вас обязательно все получится, а эти идеи по праву будут вашими!»

Ключевые слова: транспортный переход, мост, тоннель, пневмотранспорт.

Keywords: transport crossing, bridge, tunnel, pneumatic transport.

УДК 624.042.3:[624.521::628.143]

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Д-р техн. наук, проф.
кафедры строительной механики
В.С. Сафронов
Аспирант кафедры строительной механики
Ю.А. Доманова
Россия, г. Воронеж, тел.: +7(4732)71-52-30
e-mail: vss22@mail.ru*

*Voronezh State University of Architecture and
Civil Engineering
Dr.of Tech. Sc., Prof. of Department
of Structural Mechanics
V.S. Safronov
Postgraduate of Department
of Structural Mechanics
Y.A. Domanova
Voronezh Russia, tel.: +7(4732)71-52-30
e-mail: vss22@mail.ru*

В.С. Сафронов, Ю.А. Доманова

РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ВИСЯЧЕГО ТРУБОПРОВОДА ДЛЯ СТАТИЧЕСКОГО АНАЛИЗА НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ НА ДЕЙСТВИЕ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

Выбирается оптимальная расчетная схема для статического нелинейного анализа висячего трубопроводного перехода на вертикальную нагрузку. Исследуется влияние на НДС висячего трубопроводного перехода жесткости сильфонных компенсаторов и сил трения в узлах опирания трубы на поддерживающие конструкции.

V.S. Safronov, Y.A. Domanova

DESIGN MODEL OF SUSPENSION PIPELINE FOR STATIC ANALYSIS OF BEARING SYSTEM UNDER VERTICAL LOAD

Optimul design model for static nonlinear analysis of suspension pipeline crossing under vertical load is being selected. The Influence of expansion joint stiffness and frictional forces where the pipe abuts on supporting structures, on the suspension pipeline crossing deflected mode is under research.

Масштабы добычи природных ресурсов нефти и газа в Российской Федерации, развитие инфраструктуры крупных городов и мелких населенных пунктов, а также огромные расстояния и особенности климата Российской Федерации предопределили важнейшее значение магистральных трубопроводов в ее транспортной системе. Доля трубопроводного транспорта в грузообороте РФ составляет около 28 % и уступает только перевозкам по железным дорогам (55 %) [1]. Общая протяженность магистральных нефте- и газопроводов в России составляет около 240 тысяч километров [2], и эта цифра неуклонно растет. Основное количество трубопроводов прокладывается под землей, но часто наиболее экономичным, а иногда и единственно возможным является надземное расположение. При пересечении относительно небольших препятствий чаще всего применяются балочные многоопорные переходы, однако в случаях пересечения водных препятствий с особыми формами руслового процесса, когда не рекомендуется устройство промежуточных опор в русле реки, для перекрытия больших пролетов применяются висячие трубопроводные переходы. Применительно к мостовым сооружениям висячие несущие системы изучались в работах Ф. Блейха [3], А.С. Степкина [4], Н.М. Кирсанова [5-6], В.А. Смирнова [7], В.К. Качурина [8], А.А. Петропавловского [9], В.Н. Шимановского [10] и др.

В основном расчет висячих конструкций в этих исследованиях выполнялся с применением теорий гибкой нити и нити конечной жесткости. В современных условиях с развитием метода конечного элемента и увеличением вычислительных мощностей ЭВМ появились

существенно большие возможности для численного решения задач, связанных со статическим и динамическим расчетом висячих конструкций. Современная вычислительная техника позволяет решать задачи высокой сложности для статических и динамических нагрузений с учетом физической, геометрической и конструкционной нелинейности с достаточной точностью при условии рационального выбора расчетной схемы.

В настоящей статье приводятся результаты научных исследований по разработке эффективных расчетных схем висячих трубопроводных переходов на вертикальные временные нагрузки, которые могут успешно применяться на современных реализующих метод конечного элемента (МКЭ) вычислительных комплексах. В качестве исследуемой несущей системы принята широко распространенная в транспортном строительстве классическая однопролетная схема с вертикальными подвесками, для которой влияние нелинейности при действии вертикальных временных нагрузок подробно рассмотрено нами в работе [14].

В большинстве современных расчетных комплексов, реализующих МКЭ, имеются специальные нелинейные конечные элементы, моделирующие кабель на основе теории гибкой нити. Однако, применяя в качестве элементов кабеля стержневые КЭ и используя алгоритмы расчета, учитывающие геометрическую нелинейность, можно также получить достоверные результаты.

С целью продемонстрировать различие этих моделей ниже рассматривается пример статического расчета в нелинейной постановке висячего моста, описанный в [8, с.131]. Висячий однопролетный мост, поддерживающий шарнирно опертую балку жесткости с помощью вертикальных подвесок (рис. 1), моделируется в двух расчетных комплексах Midas Civil и CSI SAP2000 с использованием стержневых КЭ и нелинейных конечных элементов гибкой нити. Жесткость кабеля $E_k F_k = 11.77 \text{ ГН}$, жесткость балки $E_b I_b = 19.62 \text{ ГН}$. В расчетах постоянная нагрузка интенсивностью $q = 58,86 \text{ кН/м}$ равномерно распределена по всей длине пролета; временная нагрузка интенсивностью $p = 39,24 \text{ кН/м}$ распределена на половине пролета.

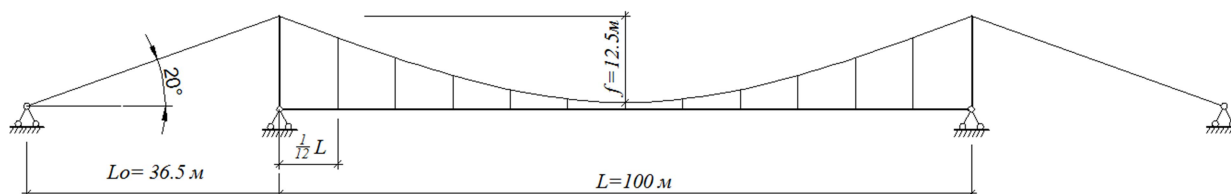


Рис. 1. Схема висячего моста для статического расчета на временную нагрузку в нелинейной постановке

С помощью указанных выше вычислительных программных комплексов выполнялся статический нелинейный расчет с помощью двух следующих вариантов моделирования поддерживающего балку жесткости несущего кабеля:

- в виде стержневых шарнирно соединенных КЭ;
- в виде нелинейных КЭ типа «Cable», сопротивляющихся только растяжению.

Результаты расчетов изгибающих моментов и прогибов балки жесткости для трех характерных сечений – в четверти, середине и трех четвертях пролета от левого пилона представлены в табл. 1 и сопоставляются с результатами, полученными разными авторами. Данные о результатах, полученных другими авторами, заимствованы из [11]. Полученные результаты для обоих расчетных комплексов и для обеих моделей КЭ кабеля признаны удовлетворительными, разница между различными моделями не превышает 10 %. В дальнейшем для исследований используется расчетный комплекс SAP 2000, в котором несущий кабель моделируется с помощью нелинейных конечных элементов типа «Cable».

Сопоставление полученных результатов статического нелинейного расчета по различным методикам и современным вычислительным комплексам

Наименование величин	Результаты расчета							
	В.К. Качурин [8]	А.А. Петропавловский [9]	С.А. Степкин [4]	В.С. Сафронов [11]	Midas Civil, стержневые КЭ	Midas Civil, кабельные КЭ	CSI SAP 2000, стержневые КЭ	CSI SAP 2000, кабельные КЭ
Моменты, кНм	6249	6290	6229	6125	5947,28	6030,54	6016,7	5532,3
	884,9	894,5	914,3	874,6	1013,09	1044,11	1084,1	1060,5
	-4846	-4937	-4542	-4807	-4495,1	-4545,8	-4717,4	-4231,7
Прогибы, мм	0,08	0,0918	-	0,11	0,1129	0,1148	0,112	0,106
	0,045	0,0453	-	0,0477	0,0596	0,0611	0,058	0,057
	-0,07	0,0274	-	-0,0434	-0,0278	-0,0277	-0,035	-0,026

Отметим, что при расчетах висячих трубопроводов имеется ряд конструктивных особенностей, отличающих их от мостовых сооружений, предназначенных для проезда автомобилей или пешеходной нагрузки. Главной отличительной особенностью является совмещение трубопроводом несущих функций балки жесткости и транспортных потребительских качеств. Это, прежде всего, означает невозможность варьирования сечения балки жесткости за счет изменения диаметра трубы, который подбирается из технологических соображений для пропуска требуемого объема жидкости или газа с заданной скоростью и при заданном давлении. Этот факт также обуславливает вынужденную неразрезность всех пролетов висячей системы и особую конструкцию Г-образных переходных участков от наземного перехода к подземному магистральному трубопроводу. Для уменьшения вызываемых температурными перепадами усилий в трубопроводных системах устанавливают сильфонные компенсаторы, обеспечивающие податливость конструкции вдоль направления продольной оси трубопровода. Г-образные переходные участки и сильфонные компенсаторы по концам трубопроводного перехода могут оказывать влияние на перераспределение напряжений в трубопроводе и на его нелинейные свойства, и влияние это, учитывая малую массу и общую гибкость подобных конструкций, может оказаться значительным.

В настоящей работе исследовалось влияние перечисленных факторов на НДС конструкции на примере висячего трубопроводного перехода через р. Ока в г. Орел, описанного нами ранее в [12, 13]. С помощью расчетно-вычислительного программного комплекса CSI SAP 2000 было сформировано 4 варианта расчетной схемы трубопроводного перехода.

Схема 1. Трубопровод и вспомогательные конструкции, а также пилоны моделируются при помощи линейных стержневых КЭ; кабель, подвески и оттяжки – при помощи нелинейных КЭ типа «Cable». Учитывается податливость закрепления пилонов и анкерных фун-

даментов в грунте основания при помощи упругих связей, жесткость которых вычисляется согласно рекомендациям СП 24.13330.2011 [15, прил. В]. В расчетной схеме сооружения моделируется близкая к действительной конструкция изогнутых переходных участков между трубопроводным переходом и существующим магистральным подземным трубопроводом (рис. 2, а).

Схема 2. Повторяет предыдущую схему с заменой свайного основания пилонов и анкерных фундаментов жесткой заделкой.

Схема 3. Образуется из расчетной схемы 2 путем полного исключения из схемы анкерных фундаментов с заменой их на неподвижно-шарнирные опоры для балки и шарнирное закрепление концов оттяжек.

Схема 4. Является наиболее упрощенной схемой из рассматриваемых, в которой, помимо предыдущих допущений, изогнутые переходные участки между рассматриваемым трубопроводным переходом и магистральным трубопроводом заменяются жесткой заделкой концов трубы, вынесенной на 5 м за пределы шарнирной опоры, моделирующей анкерный фундамент (рис. 2, б).

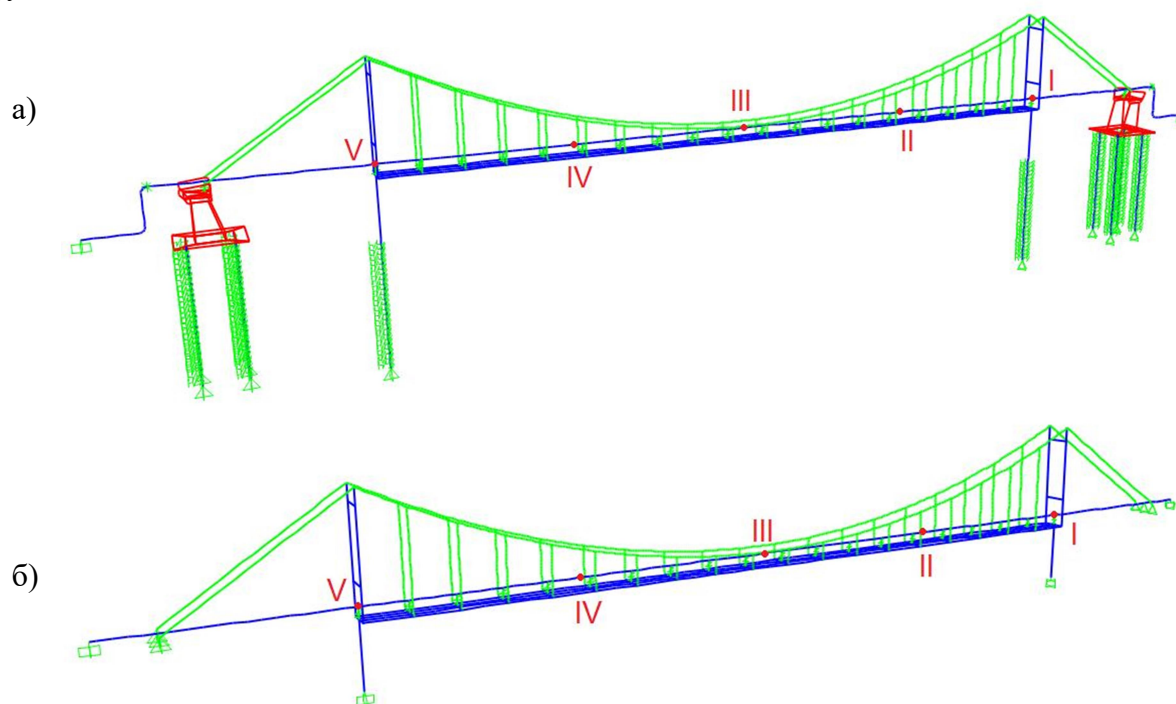


Рис. 2. Расчетные схемы трубопроводного перехода через р. Ока в г. Орел с нумерацией расчетных сечений: а) схема 1, б) схема 4

Во всех дискретных расчетных схемах трубопровод разбивается на участки длиной 1 м, что обеспечивает сходимость результатов по усилиям до 0,001 кН, по перемещениям – до 0,01 мм. Нелинейные КЭ кабеля разбивались на минимальное количество участков в соответствии с инструкцией к расчетному комплексу SAP 2000. При вычислении геометрии кабельной системы учитывалась распределенная нагрузка на балке, равная 5 кН/м, что интегрально соответствует суммарному весу несущих и вспомогательных конструкций трубопроводного перехода.

В табл. 2 приведено сопоставление результатов нелинейного статического расчета трубопровода на действие временной нагрузки, равномерно распределенной на крайнем правом и половине среднего пролета, на действие сплошной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью 5 кН/м. Из табл. 2 видно, что разница результатов, полученных по первой и четвертой схемам, весьма мала. Это означает, что влиянием податливости основания пилонов и

анкерных фундаментов, а также Г-образных переходных участков на НДС висячего трубопроводного перехода можно пренебречь и для расчетов применять упрощенную схему 4.

Таблица 2

Сопоставление результатов статического нелинейного расчета трубопроводного перехода через р. Ока в г. Орел, полученных по различным расчетным схемам

Наименование величин	Расчетное сечение	Номер схемы				Разница результатов схема 1 - схема 4, %
		1	2	3	4	
Моменты, кНм	I	-460,22	-459,94	-458,52	-464,07	0,008
	II	279,86	279,37	278,41	276,92	0,011
	III	81,07	80,79	80,14	80,55	0,006
	IV	-225,78	-225,50	-224,74	-223,55	0,010
	V	195,33	195,16	195,01	196,24	0,005
Прогибы, мм	II	0,1266	0,1262	0,1257	0,125	0,012
	III	0,0771	0,0767	0,0762	0,0763	0,010
	IV	-0,0337	-0,0338	-0,0338	-0,0333	0,012

В целях выбора расчетной схемы снабженного компенсаторами висячего трубопровода исследовалось влияние жесткости сильфонных компенсаторов на результаты нелинейного статического анализа трубопроводного перехода на несимметричную временную нагрузку. Для выполнения данного исследования в принятой расчетной схеме 4 по концам трубопровода вместо жесткого защемления вводились упругие связи, обладающие конечной податливостью в направлении оси трубопровода. Жесткость концевых опор варьировалась в диапазоне от 80 до 0,5 МН/м. Данный диапазон выбран в соответствии с действительным диапазоном жесткостных характеристик компенсаторов, представленных в действующих сортаментах сильфонных компенсаторов российского производства. Сравнение результатов, приведенных в табл. 3, позволяет сделать вывод, что жесткость компенсаторов практически не влияет на напряженно-деформированное состояние трубопровода от действия вертикальной временной нагрузки. В дальнейших статических расчетах трубопровода на вертикальную нагрузку наличие компенсаторов не учитывается.

Таблица 3

Результаты нелинейного статического расчета на несимметричную нагрузку с учетом влияния продольной жесткости сильфонных компенсаторов

Наименование величин	Расчетное сечение	Жесткость компенсаторов, МН/м			
		∞	80	20	0.5
Моменты, кНм	I	-464,07	-464,07	-464,07	-464,07
	II	276,92	276,92	276,92	276,92
	III	80,55	80,55	80,55	80,55
	IV	-223,55	-223,55	-223,55	-223,92
	V	196,24	196,24	196,24	196,62
Прогибы, мм	II	0,125	0,125	0,125	0,1251
	III	0,0763	0,0763	0,0763	0,0763
	IV	-0,0333	-0,0333	-0,0333	-0,0334

Проект трубопроводного перехода через р. Ока в г. Орел предусматривает установку фторопластовых прокладок в месте опирания трубы на поддерживающие конструкции для обеспечения ее свободного скольжения в случае возникновения температурных деформаций. При статическом нагружении трубопровода собственным весом и весом воды силы трения между трубой и прокладками могут превышать возникающие сдвиговые усилия, и узел опирания можно рассматривать как узел с ограниченной степенью свободы вдоль оси трубопровода. Выполнялось сравнение результатов статического расчета по двум схемам: с разрешенными осевыми смещениями трубопровода в узлах опирания и с запретом таких смещений. Результаты представлены в табл. 4. Сравнение результатов показало, что влиянием возникающих при деформировании трубопровода сил трения на НДС трубопровода при статическом нагружении вертикальными нагрузками можно пренебречь и поэтому в инженерной практике можно рекомендовать использовать расчетные схемы трубопроводов с разрешенными продольными смещениями в узлах опирания балки на поддерживающие конструкции.

Таблица 4

Результаты нелинейного статического расчета на несимметричную нагрузку с учетом и без учета сил трения

Наименование величин	Расчетное сечение	Схема с учетом сил трения	Схема без учета сил трения
Моменты, кНм	I	-464,07	-464,39
	II	276,92	277,25
	III	80,55	80,62
	IV	-223,55	-223,92
	V	196,24	196,62
Прогибы, мм	II	0,125	0,1251
	III	0,0763	0,0763
	IV	-0,0333	-0,0334

Выводы

1. Стержневая и кабельная модели представления элементов несущего кабеля висячего трубопроводного перехода расчетных комплексов SCi SAP 2000 и MIDAS Civil дают достоверные результаты, различающиеся менее 10 %, и могут быть использованы при расчете висячих систем.

2. Влияние факторов, отличающих висячие трубопроводы от висячих мостовых сооружений, включающих податливость основания пилонов и анкерных фундаментов, наличие Г-образных вертикальных переходных участков на концах висячего трубопровода, податливость сильфонных компенсаторов, наличие или отсутствие закрепления от осевого смещения в узлах опирания трубопровода на поддерживающие конструкции, не оказывает заметного влияния на НДС висячего трубопроводного перехода и может не учитываться при расчетах на вертикальную статическую нагрузку.

Библиографический список

1. Основные показатели транспорта // Росстат // <http://www.gks.ru>
2. Российский статистический ежегодник. 2012. — М.: Росстат, 2012. — 786 с.
3. Bleich, F. The mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges / F. Bleich, C.B. Cullough, R. Rosecrans, C.S. Vinsent. — Washington, 1950. — P. 316.
4. Степкин, С.А. К расчету висячих цепных однопролетных мостов с балкой жесткости с учетом деформации / С.А. Степкин. Сб. трудов ЛИИЖТ. Вып.142. — М.: Трансжелдориздат, 1966. — С. 70-93.
5. Кирсанов, Н.М. Висячие системы повышенной жесткости / Н.М. Кирсанов. — М.: Стройиздат, 1973. — 116 с.
6. Кирсанов, Н.М. Висячие и вантовые конструкции: учеб. пособие для вузов / Н.М. Кирсанов. — М.: Стройиздат, 1981. — 158 с.
7. Смирнов, В.А. Висячие мосты больших пролетов / В.А. Смирнов. — М.: Стройиздат, 1975. — 116 с.
8. Качурин, В.К. Проектирование висячих и вантовых мостов / В.К. Качурин, А.В. Брагин, Б.Г. Ерунов. — М.: Транспорт, 1971. — 280 с.
9. Петропавловский, А.А. Вантовые мосты / А.А. Петропавловский, Е.И. Крыльцов, Н.Н. Богданов и др.; под ред. А.А. Петропавловского. — М.: Транспорт, 1985. — 224 с.
10. Шимановский, В.Н. Расчет висячих конструкций (нитей конечной жесткости) / В.Н. Шимановский, Ю.В. Смирнов, Р.Б. Харченко. — Киев: Будивэльник, 1973. — 196 с.
11. Сафронов, В.С. Расчет висячих и вантовых мостов на подвижную нагрузку / В.С. Сафронов. — Воронеж: Изд-во ВГУ, 1982. — 196 с.
12. Сафронов, В.С. Прочностной анализ несущих конструкций висячего трубопровода через реку Ока в г. Орел / В.С. Сафронов, Ю.А. Суханова // Строительная механика и конструкции. — 2010. — Вып.1. — С. 59-65.
13. Сафронов, В.С. Нелинейный статический анализ трубопроводного перехода с вантовой несущей системой / В.С. Сафронов, Ю.А. Доманова // Строительная механика и конструкции. — 2012. — Вып.1 (4). — С.91-97.
14. Сафронов, В.С. Нелинейный статический анализ висячего трубопроводного перехода на действие вертикальной временной нагрузки / В.С. Сафронов, Ю.А. Доманова // Научный вестник Воронежского ГАСУ. Сер. Строительство и архитектура. — 2014. — Вып. 3(35) (в печати).
15. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. — Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. — М.: Минрегион России. — М.: ОАО «ЦПП», 2010. — 85 с.

References

1. The main performances of transport // Rosstat // <http://www.gks.ru>
2. Russian statistic annual bulletin. 2012. — Moscow: Rosstat, 2012. — 786 p.
3. Bleich, F. The mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges / F. Bleich, C.B. Cullough, R. Rosecrans, C.S. Vinsent. — Washington, 1950. — P. 316.

4. Styopkin, S.A. For design of suspension chain single-span bridge with stiffening girder with account of deformation / S.A. Styopkin. Collection of sc.papers of LIIZhT. Issue.142. – M.: Transzheldorizdat, 1966. - P. 70-93
5. Kirsanov, H.M. Suspension systems of higher stiffness / N.M. Kirsanov. – M.: Stroiiizdat, 1973. – 116 p.
6. Kirsanov, H.M. suspended and cable structures: textbook for institutes / N.M. kirsanov. – M.: Stroiiizdat, 1981. – 158 p.
7. Smirnov, V.A. Suspension bridge of big spans/ V.A. Smimov. – M.: Stroiiizdat, 1975. – 116 p.
8. Kachurin, V.K. Design of Suspension and cable bridges / V.K. Kachurin, A.V. Bragin, B.G.Erunov. – M.: Transport, 1971. – 280 p.
9. Petropavlovsky, A.A. Cable bridges / A.A. Petropavlovsky, E.I. Kritsov, N.N. Bogdanov and others; Under edit. Of A.A. Petropavlovsky. – M.: Transport, 1985. – 224p.
10. Shimanovsky V.N. Design of suspension structures (thread of finite stiffness) / V.N. Shimanovsky, Yu.V. Smirnov, R.B. Harchenko. – Kiev: Budevlnik, 1973. – 196 p..
11. Safronov, V.S. Design of suspension bridges on movable load. / V.S. Safronov – Voronezh: Issue of VGU, 1982. – 196 p.
12. Safronov, V.S Strength analysis of bearing structures of suspension bridge over the river Oka in the city of Orel/ V.S. Safronov, Yu.A. Suhanova // Structural Mechanics and Structures. – 2010. – Issue.1. – P. 59-65.
13. Safronov, V.S. Nonlinear static analysis of pipeline crossing with cable bearing system / V.S. Safronov, Yu.A. Domanova // Structural Mechanics and Structures. – 2012. – Issue 1 (4). – P. 91-97.
14. Safronov, V.S. Nonlinear static analysis of pipeline crossing on operation of vertical temporal load / V.S. Safronov, Yu.A. Domanova // Scientific bulletin of Voronezhsky GASU. Series Construction and Architecture. – 2014. – Issue. 2(34). – P. 107–116.
15. Set of rules 24.13330.2011. Pile base. – Actual edition of Building regulations 2.02.03-85. – M.: Minregion of Russia. – M.: Public corporation «TsPP», 2010. – 85 p.

Ключевые слова: висячий трубопровод, однопролетная несущая система, вертикальные подвески, нелинейный расчет, вертикальная временная нагрузка, напряженно-деформированное состояние, сильфонный компенсатор, перемещение, изгибающий момент, расчетная схема.

Keywords: suspension pipeline, one-span bearing system, vertical suspensions, nonlinear design, deflected mode, expansion joint, moment of deflection, design model.

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительной механики
С.В. Ефрюшин
Аспирант кафедры строительной механики
А.Ю. Пузаков
Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473)271-52-30
e-mail:ooo.stroyнаука@mail.ru
e-mail:puzakov.alexandr@mail.ru*

*Voronezh State University of Architecture and
Civil Engineering
PhD of Tech. Sc., Associate Professor of De-
partment of Structural Mechanics
S.V. Efyushin
Postgraduate Student of Department of
Structural Mechanics
A.Yu. Puzakov
Voronezh Russia, 8(473)2715230
e-mail:ooo.stroyнаука@mail.ru
e-mail:puzakov.alexandr@mail.ru*

С.В. Ефрюшин, А.Ю. Пузаков

ОЦЕНКА ДИНАМИЧЕСКОЙ РЕАКЦИИ КОНСТРУКЦИЙ ПУТЕПРОВОДА НА МИКРОСЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ ОТ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПОДВИЖНОГО СОСТАВА

Рассматривается задача численного моделирования взаимодействия грунтовой среды со строительными конструкциями путепровода при воздействии на грунтовую область. Динамическая нагрузка моделировала воздействие железнодорожного состава, проходящего под путепроводом. Анализировались свободные колебания пролетного строения с учетом поэтапного усложнения расчетной модели. Производилось решение исходной задачи в постановке ПНС. Анализировалась возможность возникновения резонансов.

S.V. Efyushin, A.Yu.Puzakov

ASSESSMENT OF OVERBRIDGE STRUCTURE DYNAMIC REACTION ON MICROSEISMIC IMPACT COMING FROM RAILWAY VEHICLES

The problem of numerical modeling of interaction of soil backgroundt with constructional structures of overbridge under the influence on soil massive. Dynamic load models the influence of railway vehicle travelling under the overbridge. Span ree vibrations with account of step-by –step complication of design model is under analysis. The Original problem solution was done in PSS and the possibility of resonance initiation was analysed.

В отечественном и зарубежном мостостроении широко внедряются новые высокопрочные материалы, совершенствуются конструктивные формы и методы расчета, повышается нагрузка от подвижного транспорта, проходящего непосредственно как по пролетному строению, так и вблизи опор. Это приводит к повышению динамических нагрузок и динамической чувствительности сооружений.

В качестве объекта исследования по изучению влияния от проходящего подвижного железнодорожного состава вблизи опор мостовой конструкции был принят существующий железобетонный путепровод на пересечении автомагистрали М-4 «Дон» с железной дорогой (км 575 перегона Отрожка-Сомово).

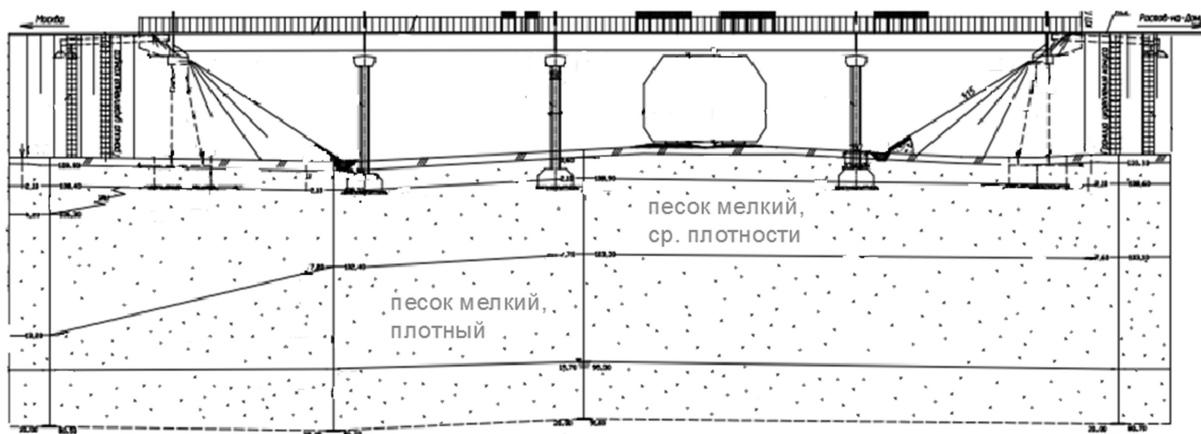
Путепровод расположен на вертикально выпуклой кривой радиусом $R=15016$ м в продольном профиле и на прямой в плане.

Путепровод рассчитан на временные нагрузки АК и НК класса 14 в соответствии с ГОСТ Р 52748-2007.

Основные параметры путепровода:

- схема $2 \times 14,06 + 22,16 + 14,06$ м;
- длина 69,61 м;
- габарит (Г-15,25+0,75) м;
- общее количество балок – 9 шт.;
- конструктивная схема – температурно-неразрезное пролетное строение;
- демпфирующие устройства – РОЧ 25 x 40 x 7,8 x 1,0 по ТУ 2539-008-00149334-2003.

а)



б)

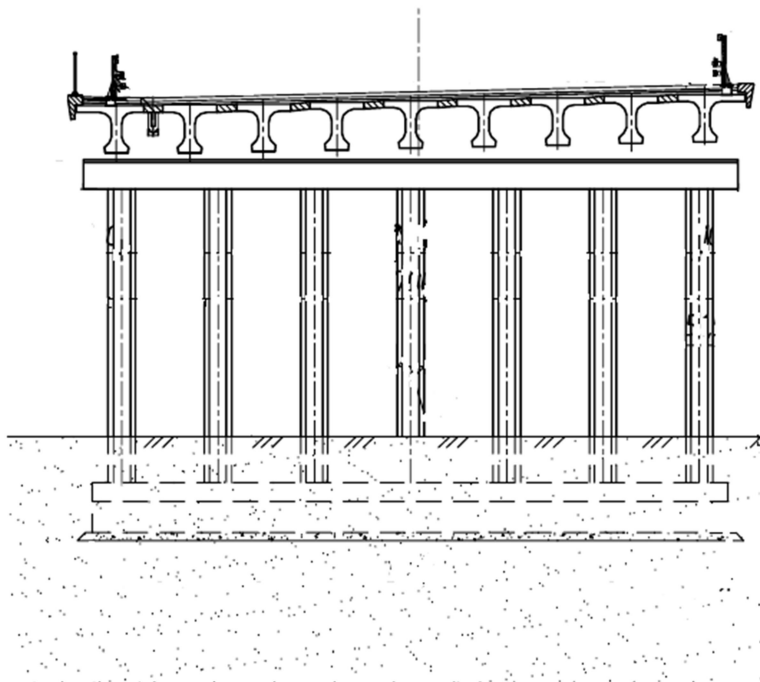


Рис. 1. Общий вид исследуемого путепровода:
а) продольный разрез; б) поперечный разрез

Для определения собственных форм и частот транспортного сооружения рассматривались различные расчетные схемы с поэтапным усложнением динамической модели и пошаговым приближением к реальной конструкции.

Для определения частотных характеристик объекта рассматривалось 5 расчетных схем:

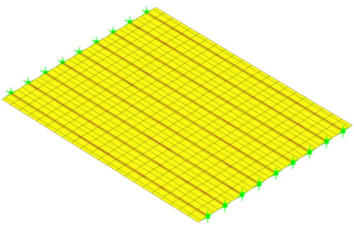
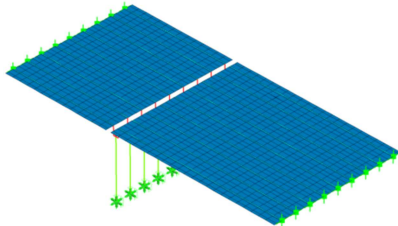
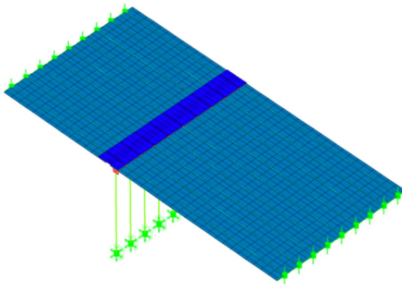
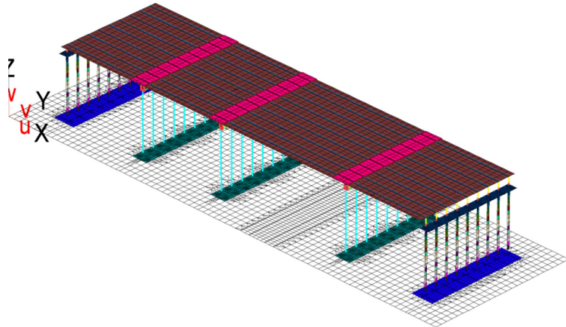
- 1) расчетная схема пролетного строения длиной 22,16 м без учета опирания мостовых балок на резиновые опорные части;
- 2) расчетная схема пролетного строения длиной 22,16 м с учетом опирания на резиновые опорные части;
- 3) расчетная схема двух смежных пролетных строений, опирающихся на промежуточную опору с моделированием резиновых опорных частей, без учета монолитных накладок*;
- 4) расчетная схема из двух пролетных строений, опирающихся на промежуточную опору с моделированием резиновых опорных частей и монолитных накладок*;
- 5) расчетная схема путепровода с учетом всех пролетных строений и опор.

Примечание. * Под монолитной накладкой понимается железобетонная вставка над двумя соседними пролетами, обеспечивающая температурную неразрезность конструкции.

Графическое отображение расчетных схем представлено в табл. 1

Таблица 1

Расчетные модели для определения
собственных колебаний пролетного строения

Номер РС	Изображение расчетной модели	Номер РС	Изображение расчетной модели
РС №1, РС №2		РС №3	
РС №4		РС №5	

Резиновая опорная часть (РОЧ) имеет плоские стальные листы, чередующиеся с резиновыми слоями, объединенными при вулканизации. Материалом резиновой части является светоозоностойкая резина НО-68-1. Сдвиговая жесткость РОЧ рассчитывалась по физическим свойствам материалов, используемых при её изготовлении. В соответствии с законом Гука

$$C_{РОЧ} = \frac{G \cdot F}{h}, \quad (1)$$

где G – модуль сдвига резины, принимаемый согласно ОДМ 218.22.002-2008, МПа;

F – площадь поверхности РОЧ, м²; h – суммарная толщина резиновых слоев, мм.

Сдвиговая жесткость составила 1,83 МН/м.

Результаты расчета на собственные колебания при различных расчетных схемах и формах колебаний сведены в табл. 2 – 5.

Таблица 2

Собственные частоты колебаний
при различных расчетных схемах (1-я форма)

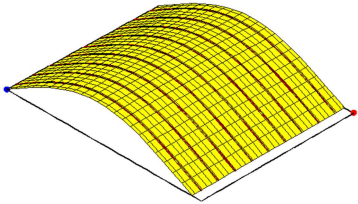
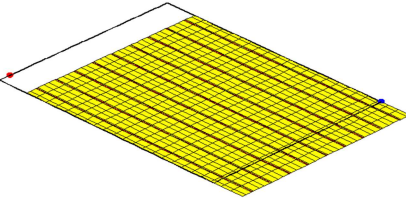
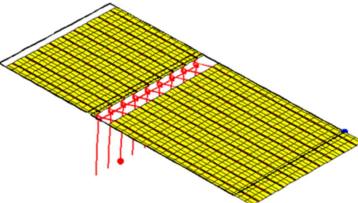
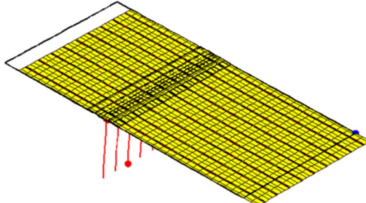
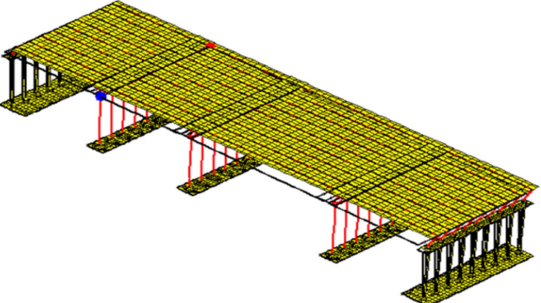
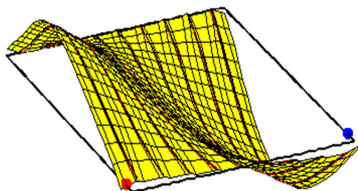
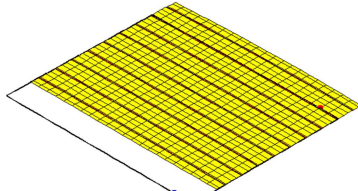
Номер РС	Формы колебания	Номер РС	Формы колебания
1	 $f=5,44\text{Гц}$; $T=0,18\text{ с}$	2	 $f=1,17\text{Гц}$; $T=0,85\text{ с}$
3	 $f=1,07\text{Гц}$; $T=0,94\text{ с}$	4	 $f=1,1\text{Гц}$; $T=0,91\text{ с}$
5	 $f=1,52\text{Гц}$; $T=0,65\text{ с}$		

Таблица 3

Собственные частоты колебаний
при различных расчетных схемах (2-я форма)

Номер РС	Формы колебания	Номер РС	Формы колебания
1	 $f=6,42\text{Гц}$; $T=0,15\text{ с}$	2	 $f=1,64\text{Гц}$; $T=0,61\text{ с}$

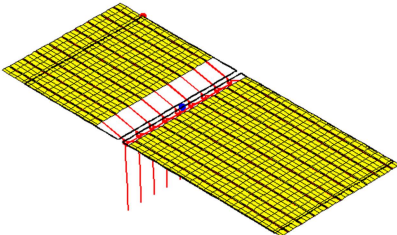
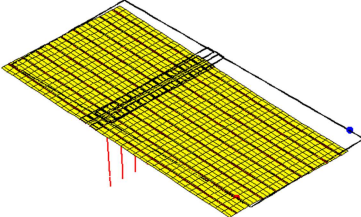
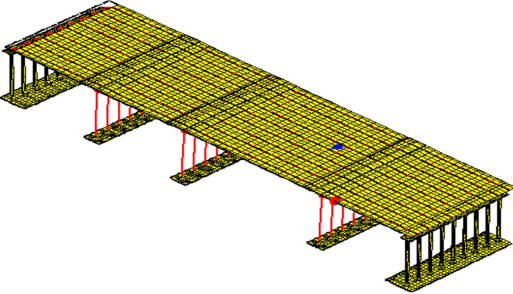
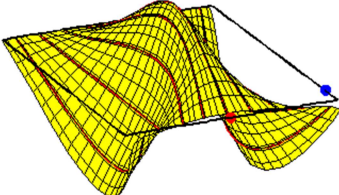
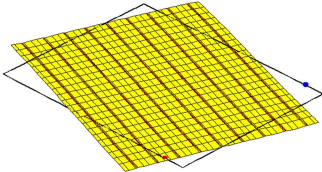
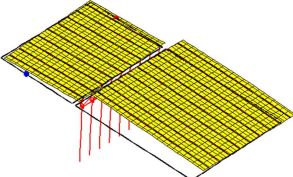
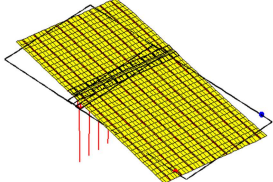
Номер РС	Формы колебания	Номер РС	Формы колебания
3	 <p>$f=1,41\text{Гц}; T=0,71\text{ с}$</p>	4	 <p>$f=1,65\text{Гц}; T=0,61\text{ с}$</p>
5	 <p>$f=1,58\text{Гц}; T=0,63\text{ с}$</p>		

Таблица 4

Собственные частоты колебаний
при различных расчетных схемах (3-я форма)

Номер РС	Формы колебания	Номер РС	Формы колебания
1	 <p>$f=8,64\text{Гц}; T=0,12\text{ с}$</p>	2	 <p>$f=2,36\text{Гц}; T=0,42\text{ с}$</p>
3	 <p>$f=1,57\text{Гц}; T=0,64\text{ с}$</p>	4	 <p>$f=2,11\text{Гц}; T=0,47\text{ с}$</p>

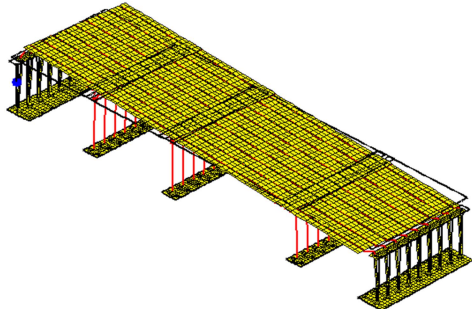
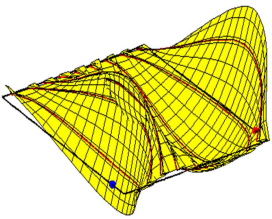
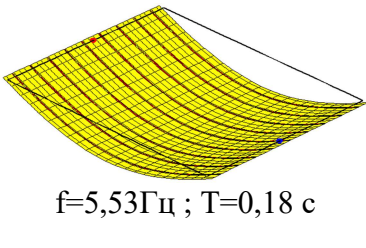
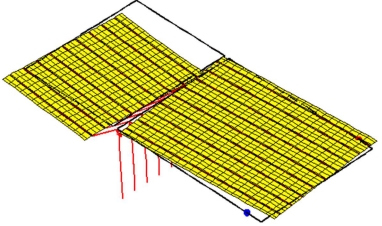
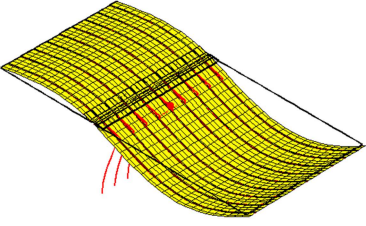
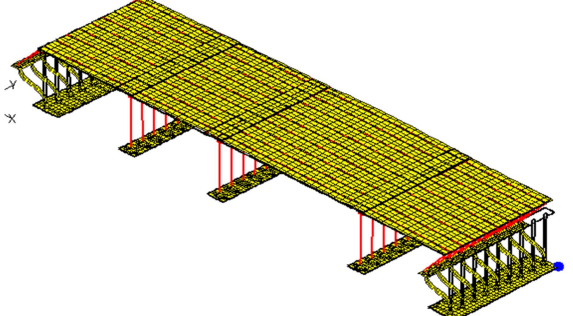
Номер РС	Формы колебания	Номер РС	Формы колебания
5	 <p>$f=1,71\text{Гц} ; T=0,58\text{ с}$</p>		

Таблица 5

Собственные частоты колебаний
при различных расчетных схемах (4-я форма)

Номер РС	Формы колебания	Номер РС	Формы колебания
1	 <p>$f=10,3\text{Гц} ; T=0,09\text{ с}$</p>	2	 <p>$f=5,53\text{Гц} ; T=0,18\text{ с}$</p>
3	 <p>$f=1,99\text{Гц} ; T=0,50\text{ с}$</p>	4	 <p>$f=6,53\text{Гц} ; T=0,15\text{ с}$</p>
5	 <p>$f=5,01\text{Гц} ; T=0,2\text{ с}$</p>		

В качестве инструмента исследований динамической реакции путепровода использовалась программа PLAST, основанная на методе конечного элемента. С помощью программы реализовалось решение в рамках плоской динамической задачи в упругой постановке. Упругая среда представляется в виде прямоугольной расчетной области (РО) с заданием различных граничных условий на каждой стороне: свободный край, упругое или жесткое закрепление на локальных участках, демпфирующие связи, гасящие отраженные волны. Эффект гашения отраженных волн позволяет на ограниченной РО моделировать влияние области основания с бесконечно удаленными границами. Дискретизация РО автоматически осуществляется программой в виде регулярной сетки прямоугольных конечных элементов (КЭ) по заданному размеру элемента.

Сеточное разбиение осуществлялось с помощью квадратных плоских конечных элементов. Размеры расчетной области по осям X, Y составляют 80,0 x 60,0 м. Конструкции путепровода в расчетной схеме представлялись в виде стержневой модели с учетом сдвига поперечных сечений (модель Тимошенко). Расчетная схема приведена на рис. 2.

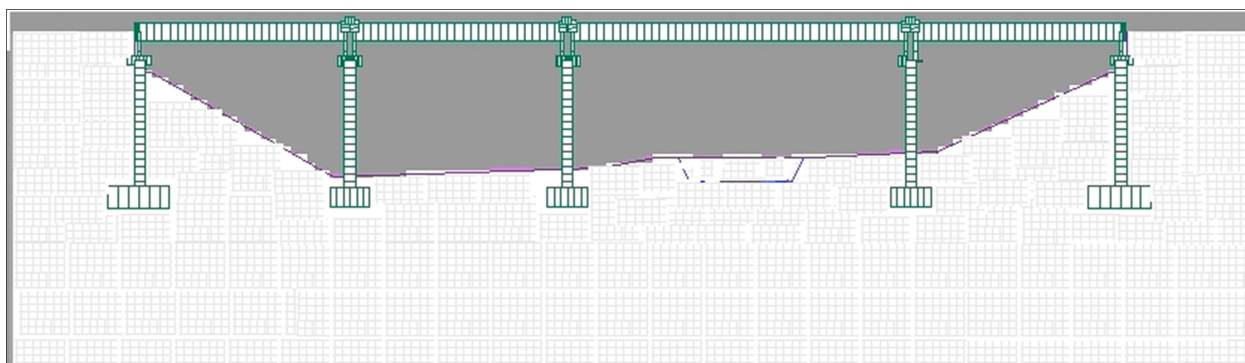


Рис. 2. Сетка расчетной схемы путепровода и грунтового основания

Моделирование силового воздействия на грунтовое основание производилось посредством приложения сосредоточенной периодической нагрузки, отражающей силовое воздействие подвижного состава. Нагрузка от состава рассматривалась как динамическое детерминированное воздействие от движущегося груженого вагона типа 11-217.

Характерные дефекты пути и подвижного состава принимались не более регламентируемых [1]. Основным варьируемым параметром принята скорость движения состава (скорость движения составляла 60, 90, 120, 140, 180, 200 км/ч). При увеличении скорости увеличивалась силовая составляющая воздействия транспорта на грунтовое основание.

Для определения функционального вида нагрузки находились две динамические составляющие воздействия:

- динамическая составляющая от овальности колес (эксплуатационный дефект);
- динамическая составляющая от неровности пути.

В ходе проведенных расчетов были получены характерные функции давления от принятого в расчетах модели вагона, проходящего с различной скоростью, на расчетном участке.

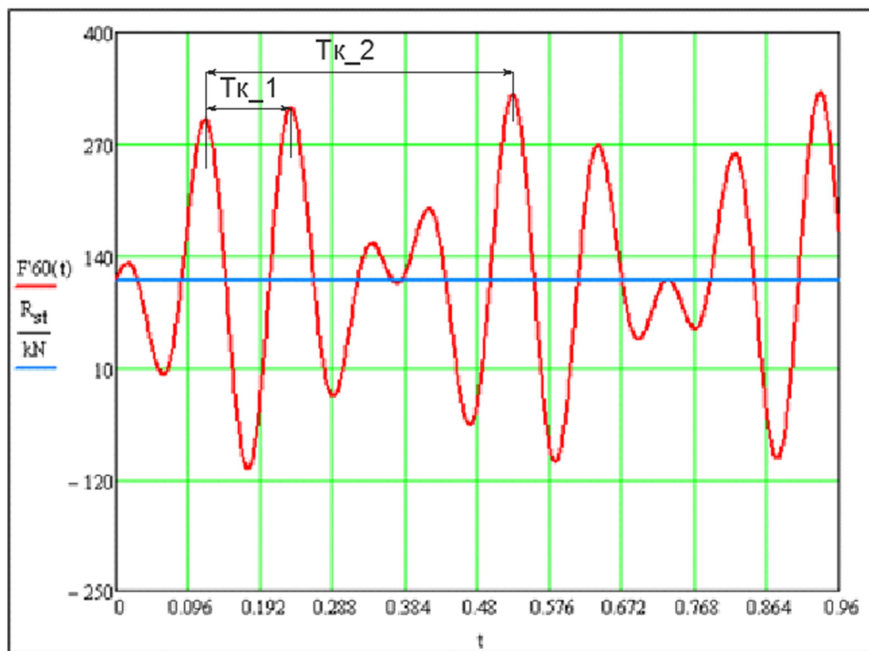


Рис. 3. График изменения давления на путь при скорости состава 60 км/ч в пределах расчетного участка

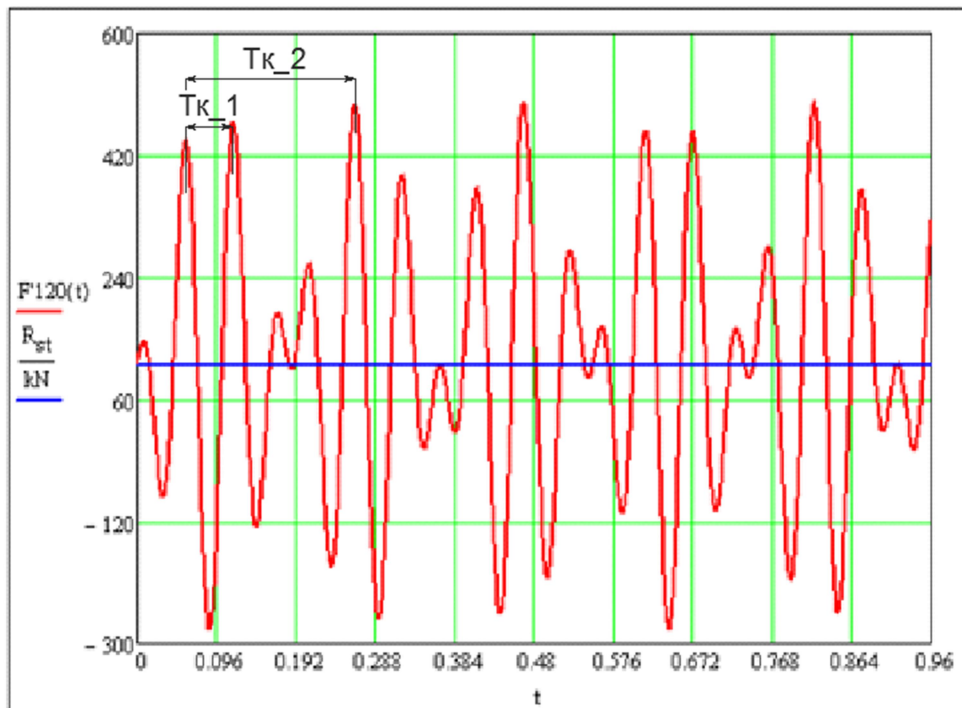


Рис. 4. График изменения давления на путь при скорости состава 120 км/ч в пределах расчетного участка

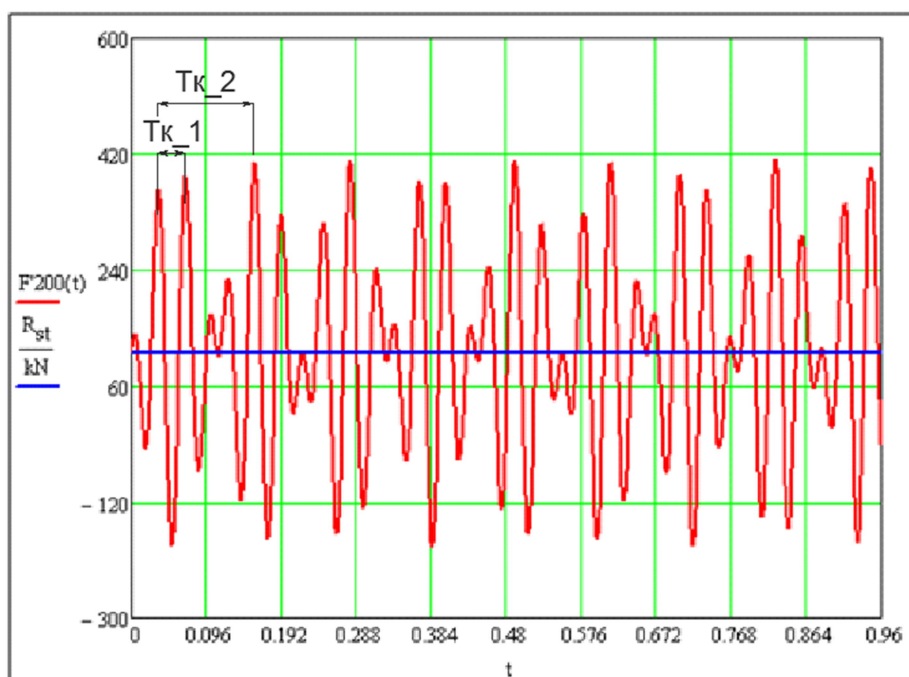


Рис. 5. График изменения давления на путь при скорости состава 200 км/ч в пределах расчетного участка

На рис. 3 – 5: T_{k1} – период удара первой колесной пары четырехосного вагона; T_{k2} – период удара второй колесной пары четырехосного вагона.

В результате приложения в конечно-элементной модели нагрузки возникал волновой колебательный процесс, который передавался по грунтовой области на строительные конструкции путепровода. Возмущение в среде и элементах путепровода представлено на рис. 6.

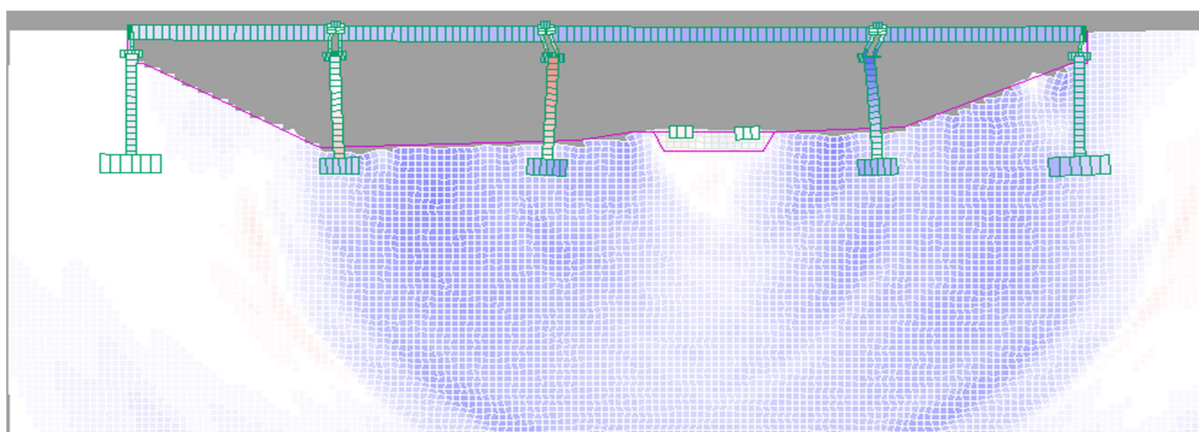


Рис. 6. Распространение колебательного процесса в расчетной области

Для оценки перемещений и возникающих в конструкциях усилий была выбрана середина третьего пролетного строения. В результате силового воздействия были получены графики по времени, отражающие как перемещения, скорости, ускорения, так и возникающие усилия в конструкции.

a)



b)

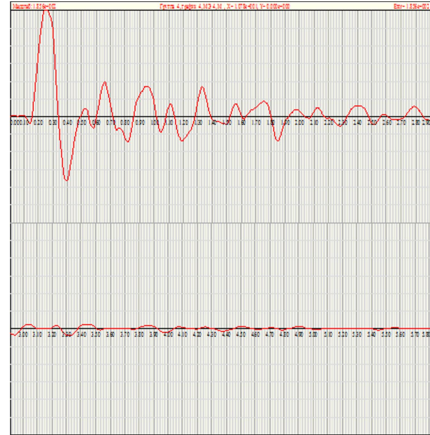
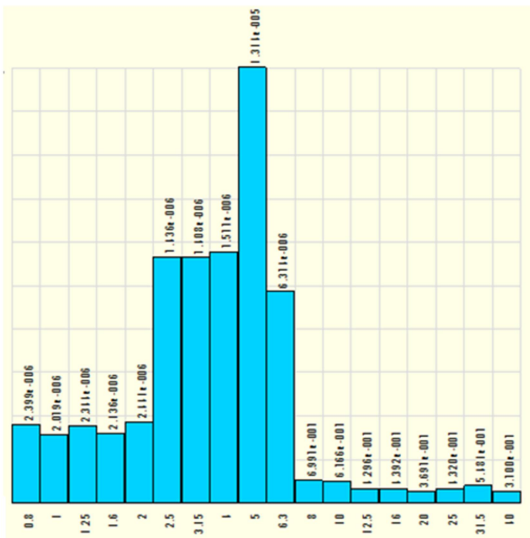


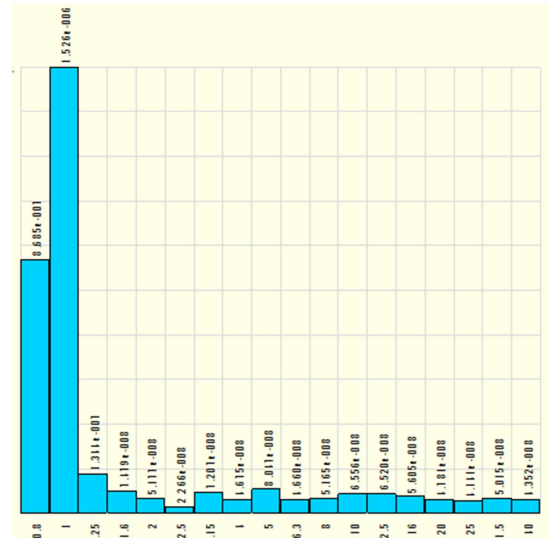
Рис. 7. Прогибы (а) и изгибающий момент (б) в середине пролетного строения

Максимальное перемещение возникает при частоте 5 Гц. Принципиальные гистограммы спектра частот представлены на рис. 8.

a)



b)



в)

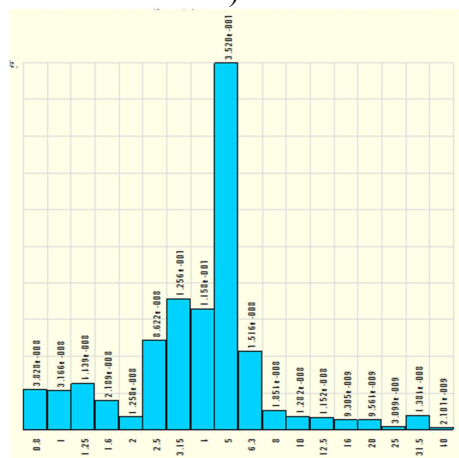


Рис. 8. Гистограмма уровня перемещений по частотам:

- а) вертикальное перемещение; б) горизонтальное перемещение в плоскости;
- в) горизонтальное перемещение из плоскости

Исходя из представленных гистограмм можно сделать вывод, что максимальное перемещение по вертикали и горизонтальное перемещение из плоскости возникнет при частоте 5 Гц; максимальное горизонтальное перемещение в плоскости – при частоте 1 Гц.

Значение экстремумов вертикального перемещения в зависимости от изменения скорости движения состава представлено на рис. 9

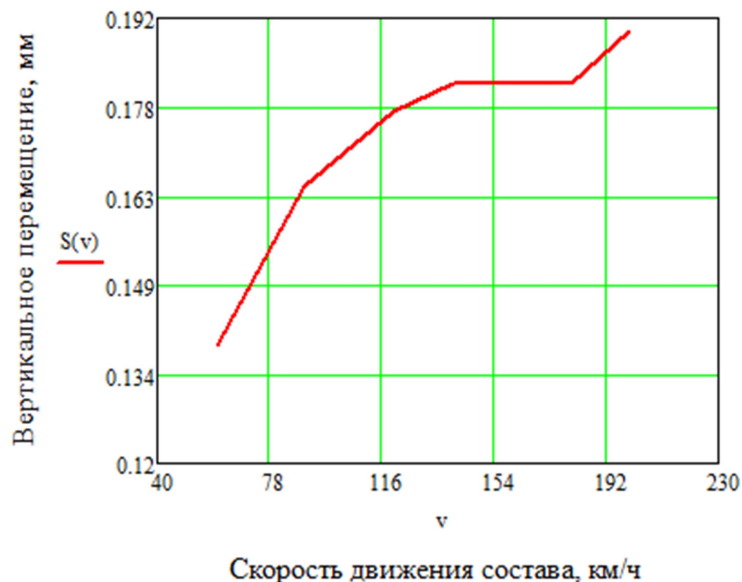


Рис. 9. График изменения вертикального перемещения в зависимости от скорости ж/д состава

Для выявления эффекта резонанса, при различных направлениях перемещений пролетного строения, был проведен сравнительный анализ совпадения резонирующих частот с частотами собственных колебаний конструкций. Результаты представлены в табл. 6 – 8.

Таблица 6

Графики выявления резонирующих частот для вертикального перемещения

Номер расчетной схемы	График частот	Номер расчетной схемы	График частот
1	<p>Расчетная схема №1 (пролетное строение)</p>	2	<p>Расчетная схема №2 (пролетное строение)</p>

Номер расчетной схемы	График частот	Номер расчетной схемы	График частот																																																												
3	<p>Расчетная схема №3 (пролетное строение)</p> <table border="1"> <caption>Data for Scheme №3</caption> <thead> <tr> <th>Form No.</th> <th>$f_1(t)$</th> <th>$f_2(t)$</th> <th>$f_3(t)$</th> <th>$f_4(t)$</th> <th>$f_{PLAST(0)}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> </tbody> </table>	Form No.	$f_1(t)$	$f_2(t)$	$f_3(t)$	$f_4(t)$	$f_{PLAST(0)}$	1	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	2	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	3	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	4	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	4	<p>Расчетная схема №4 (пролетное строение)</p> <table border="1"> <caption>Data for Scheme №4</caption> <thead> <tr> <th>Form No.</th> <th>$f_1(t)$</th> <th>$f_2(t)$</th> <th>$f_3(t)$</th> <th>$f_4(t)$</th> <th>$f_{PLAST(0)}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> </tbody> </table>	Form No.	$f_1(t)$	$f_2(t)$	$f_3(t)$	$f_4(t)$	$f_{PLAST(0)}$	1	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	2	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	3	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	4	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0
Form No.	$f_1(t)$	$f_2(t)$	$f_3(t)$	$f_4(t)$	$f_{PLAST(0)}$																																																										
1	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
2	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
3	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
4	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
Form No.	$f_1(t)$	$f_2(t)$	$f_3(t)$	$f_4(t)$	$f_{PLAST(0)}$																																																										
1	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
2	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
3	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
4	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										

Таблица 7

Графики выявления резонирующих частот для горизонтального перемещения в плоскости

Номер расчетной схемы	График частот	Номер расчетной схемы	График частот																																																												
2	<p>Расчетная схема №2 (пролетное строение)</p> <table border="1"> <caption>Data for Scheme №2</caption> <thead> <tr> <th>Form No.</th> <th>$f_1(t)$</th> <th>$f_2(t)$</th> <th>$f_3(t)$</th> <th>$f_4(t)$</th> <th>$f_{PLAST(0)}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> </tbody> </table>	Form No.	$f_1(t)$	$f_2(t)$	$f_3(t)$	$f_4(t)$	$f_{PLAST(0)}$	1	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	2	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	3	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	4	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	3	<p>Расчетная схема №3 (пролетное строение)</p> <table border="1"> <caption>Data for Scheme №3</caption> <thead> <tr> <th>Form No.</th> <th>$f_1(t)$</th> <th>$f_2(t)$</th> <th>$f_3(t)$</th> <th>$f_4(t)$</th> <th>$f_{PLAST(0)}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> </tbody> </table>	Form No.	$f_1(t)$	$f_2(t)$	$f_3(t)$	$f_4(t)$	$f_{PLAST(0)}$	1	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	2	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	3	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	4	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0
Form No.	$f_1(t)$	$f_2(t)$	$f_3(t)$	$f_4(t)$	$f_{PLAST(0)}$																																																										
1	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
2	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
3	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
4	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
Form No.	$f_1(t)$	$f_2(t)$	$f_3(t)$	$f_4(t)$	$f_{PLAST(0)}$																																																										
1	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
2	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
3	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
4	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
4	<p>Расчетная схема №4 (пролетное строение)</p> <table border="1"> <caption>Data for Scheme №4</caption> <thead> <tr> <th>Form No.</th> <th>$f_1(t)$</th> <th>$f_2(t)$</th> <th>$f_3(t)$</th> <th>$f_4(t)$</th> <th>$f_{PLAST(0)}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> </tbody> </table>	Form No.	$f_1(t)$	$f_2(t)$	$f_3(t)$	$f_4(t)$	$f_{PLAST(0)}$	1	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	2	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	3	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	4	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	5	<p>Расчетная схема №5 (пролетное строение)</p> <table border="1"> <caption>Data for Scheme №5</caption> <thead> <tr> <th>Form No.</th> <th>$f_1(t)$</th> <th>$f_2(t)$</th> <th>$f_3(t)$</th> <th>$f_4(t)$</th> <th>$f_{PLAST(0)}$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>2.5</td> <td>5.0</td> </tr> </tbody> </table>	Form No.	$f_1(t)$	$f_2(t)$	$f_3(t)$	$f_4(t)$	$f_{PLAST(0)}$	1	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	2	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	3	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0	4	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0
Form No.	$f_1(t)$	$f_2(t)$	$f_3(t)$	$f_4(t)$	$f_{PLAST(0)}$																																																										
1	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
2	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
3	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
4	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
Form No.	$f_1(t)$	$f_2(t)$	$f_3(t)$	$f_4(t)$	$f_{PLAST(0)}$																																																										
1	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
2	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
3	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										
4	1.0	1.5	2.0	2.5	5.0																																																										

Графики выявления резонирующих частот для горизонтального перемещения из плоскости

Номер расчетной схемы	График частот	Номер расчетной схемы	График частот
1	<p>Расчетная схема №1 (пролетное строение)</p>	2	<p>Расчетная схема №2 (пролетное строение)</p>
3	<p>Расчетная схема №3 (пролетное строение)</p>	4	<p>Расчетная схема №4 (пролетное строение)</p>
5	<p>Расчетная схема №5 (пролетное строение)</p>		

На графиках, представленных в табл. 6 – 8, горизонтальная линия отображает частоту колебания пролетного строения с максимальной амплитудой (табл. 8), точки – значения частот колебаний пролетного строения для разных форм.

Выводы

При учете в расчетной схеме по определению собственных колебаний первые три формы колебаний отражают линейные перемещения в направлениях податливости РОЧ. Дальнейшие формы колебаний являются колебаниями пролетного строения.

Резонанс в направлении вертикальных перемещений будет проявляться: без учета РОЧ (РС №1) – в первой форме колебаний пролетного строения, с учетом РОЧ и монолитной накладкой (РС №2, РС №4) – в четвертой форме колебаний.

Резонанс в направлении горизонтальных перемещений в плоскости будет проявляться с учетом РОЧ и монолитной накладкой (РС №2 - РС №4) – в первой форме колебаний.

Резонанс в направлении горизонтальных перемещений из плоскости будет проявляться: без учета РОЧ (РС №1) – в первой форме колебаний пролетного строения, с учетом РОЧ и монолитной накладкой (РС №2, РС №4, РС №5) – в четвертой форме колебаний.

Возникающие усилия носят циклический характер, что может приводить к усталостным повреждениям конструкций.

Библиографический список

1. ВСН 94-77 Инструкция по устройству верхнего строения железнодорожного пути. – М.: Минтрансстрой, 1978. – 115 с.
2. Петреня, Е.Н. Руководство пользователя программой “PLAST” Расчет совместных колебаний сплошной неоднородной упругой среды и плоской стержневой системы при кратковременных воздействиях /Е.Н. Петреня, А.А. Петранин. – Воронеж, 2008. – 45 с.
3. Ананьин, А.И. Динамика сооружений: учеб. пособие /А.И. Ананьин, В.А. Баранов, А.Г. Барченков. – Воронеж: изд-во ВГУ, 1987. – 132 с.
4. Барштейн, М.Ф. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия /М.Ф. Барштейн, Н.М. Бородачев, Л.Х. Блюмина. и др., под ред. Б.Г. Коренева.– М.: Стройиздат, 1981. – 215 с.
5. Еманов, А.Ф. Технология диагностики и мониторинга состояния строительных конструкций на основе исследования микросейсмических колебаний / А.Ф. Еманов, Л.А. Складаров. Алтае-Саянский филиал Геофизической службы СО РАН, г. Новосибирск; АНО СЦТДЭ «ДИАСИБ», г. Новосибирск, 2009 – 9 с.
6. Коншин Г.Г., Титов В.П., Хромов В.И., Наумова Н.В. Напряжения и упругие деформации в земляном полотне под воздействием поездов. Труды ЦНИИ МПС, вып. 460. М., «Транспорт», 1972 – 128 с.
7. Сафронов, В.С. Расчет висячих и вантовых мостов на подвижную нагрузку./ В.С. Сафронов. – Воронеж: изд-во ВГУ, 1982. – 162 с.
8. Яковлева, Т.Г. Железнодорожный путь./ Т.Г. Яковлева, С.И. Карпущенко и др.; под ред. Яковлева Т.Г. – М.: Транспорт, 1999. – 405 с.

Reference

1. VSN 94-77 Instruction on construction of upper structure of railway. – М.: Mintransstroi, 1978. – 115 p.
2. Petrenya, E.N. Recommendations on programme “PLAST” user. Computation of mutual vibrations of solid heterogeneous elastic background and flat framing system under short-term impact /E.N. Petrenya, A.A. Petranin. – Voronezh, 2008. – 45 p.
3. Ananjin, A.I. Dynamic of structures: textbook /A.I. Ananjin, V.A. Baranov, A.G. Barchenkov – Voronezh: issue VGU, 1987. – 132 p.
4. Barnshtein, M.F. Dynamic design of structures on special impacts /M.F. Barnshttein, N.M. Boradachev, Л.Н. Blyumina. And others, under ed. of B.G. Korenev.– М.: Stroiizdat, 1981. – 215 p.
5. Еманов, А.Ф. Технология диагностики и мониторинга состояния строительных конструкций на основе исследования микросейсмических колебаний / А.Ф. Еманов, Л.А. Складаров. Алтае-Саянский филиал Геофизической службы СО РАН, г. Новосибирск; АНО СЦТДЭ «ДИАСИБ», г. Новосибирск, 2009 – 9 с.
6. Konshin G.G., Titob V.P., Hromov V.I., Naumova N.V.. Stresses and elastic deformations in roadbed under the influence of trains. Works of CNII MPS, issue 460. М., «Transport», 1972 – 128 p.
7. Safronov, V. S. Design of suspensionbridge on travelling load / V.S. Safronov. – Voronezh: pub. Of VGU, 1982. – 162 p.
8. Yakovleva, T.G. Railway./ T.G. Yakovleva, S.I. Karpuschenko and others; under ed. of Yukovleva T.G. – М.: Transport, 1999. – 405 p.

Ключевые слова: резонанс, мостовые конструкции, путепровод, динамическая реакция, свободные колебания, вынужденные колебания, частота колебаний, конечно-элементное моделирование.

Keywords: resonance, bridge structures, overbridge, dynamic reaction, free vibrations, forced vibrations, vibration frequency, finite – elemental modeling.

ООО «Мостдорпроект»
Главный инженер проекта
М.А. Викулов
Россия, г. Воронеж
тел.: 8(473) 239-84-69
email: vikulovmiha@mail.ru

Chief engineer of Public Corporation
«Mostdorproekt»
M.A. Vikulov
Voronezh, Russia
tel.: 8(4732)923769
email: vikulovmiha@mail.ru

М.А. Викулов

ГРУЗОПОДЪЕМНОСТЬ ПРОМЕЖУТОЧНОЙ ОПОРЫ МОСТА ЧЕРЕЗ р. КРАСИВАЯ МЕЧА С УЧЕТОМ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ ПРИ ЖЕСТКОПЛАСТИЧЕСКОЙ РАБОТЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Описывается численный метод определения грузоподъемности опоры моста на основе метода линейного программирования. Данные расчетов сопоставлены с результатами определения грузоподъемности по нормативной методике. Выполнен анализ влияния дефектов в конструктивных элементах на грузоподъемность опоры.

M.A. Vikulov

LOAD CARRYING CAPACITY OF BRIDGE ABUTMENT OVER THE RIVER KRA-SIVAYA MECHA WITH ACCOUNT OF REDISTRIBUTION OF STRENGTH DURING RIGIDLY PLASTIC REINFORCED CONCRETE OPERATION

The paper describes a numerical method for determining the load capacity of the bridge supports on the basis of linear programming. The results of the numerical method were compared with the results of load carrying capacity according to regulatory duty methodology. There was analyzed the impact of defects in constructive members on load capacity supports.

При определении грузоподъемности мостовых сооружений по методике действующих нормативных документов производят расчет на действующие нагрузки и сравнивают полученные усилия с предельными усилиями в соответствующих сечениях. При этом грузоподъемность моста определяется по наиболее «слабому» сечению, т.е. сечению, в котором действующие усилия наиболее близки к предельным или превосходят их. В работе [1] приведено исследование определения грузоподъемности пролетных строений с учетом жесткопластической работы сечений и перераспределения усилий.

Целью данной работы является разработка численного метода определения грузоподъемности мостовых опор с учетом перераспределения усилий в жесткопластической стадии на примере промежуточной опоры моста через р. Красивая Меча, загруженной постоянными нагрузками и временной нагрузкой Н14, и исследование влияния дефектов в отдельных конструктивных элементах на грузоподъемность опоры.

Общий вид промежуточной опоры показан на рис.1, а. На рис. 1, б приведена расчетная схема при воздействии временной нагрузки Н14. В горизонтальном направлении в узлах 1–6 на сваю наложены связи до уровня местного размыва под опорой. В узлах 1, 2 наложены вертикальные связи. Считаем, что на грузоподъемность опоры в большей степени влияют усилия, получаемые при расчете опоры поперек моста, поэтому действующие вдоль моста нагрузки не учитываем в расчете. В качестве критериев грузоподъемности примем изгибающие моменты и продольные силы, остальными усилиями пренебрегаем.

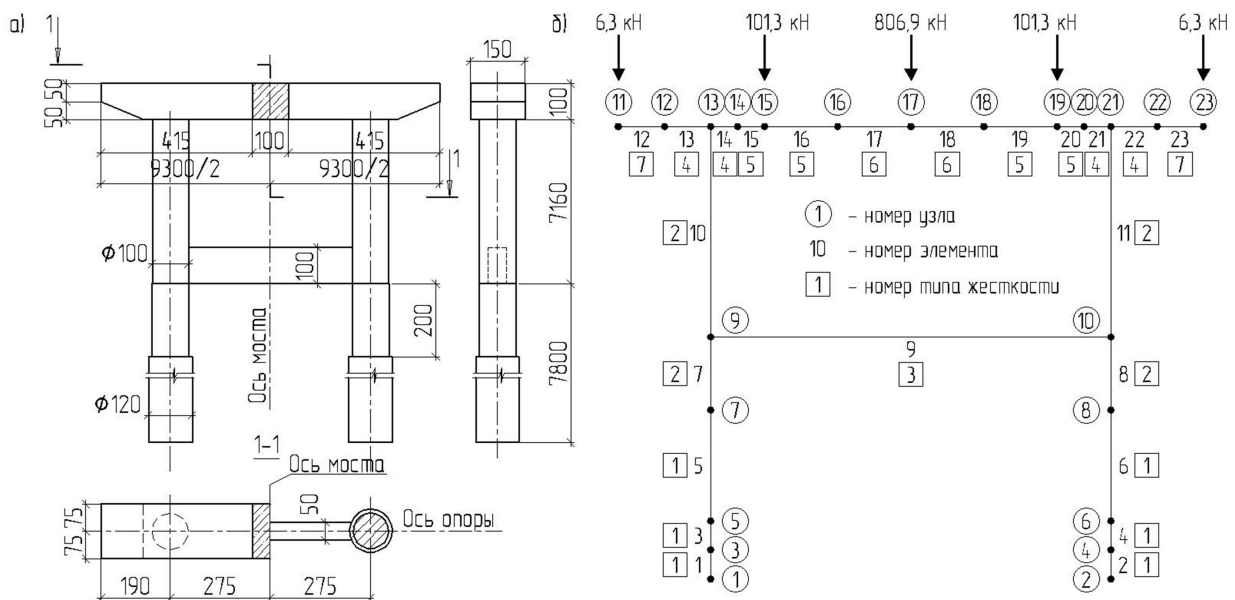


Рис. 1. Опора ОПЗ: а) общий вид, б) расчетная схема

Определение грузоподъемности опоры без дефектов

Предельные моменты наиболее нагруженных сечений (по типам жесткости) равны: тип 1 – 4053,5 кНм; тип 2 – 3210,8 кНм; тип 3 – 549,4 кНм; тип 4 – 2221 кНм; тип 6 – 1786,4 кНм.

Эпюры изгибающих моментов и продольных сил от постоянной и временной нагрузок для левой части опоры приведены соответственно на рис. 2, а, б.

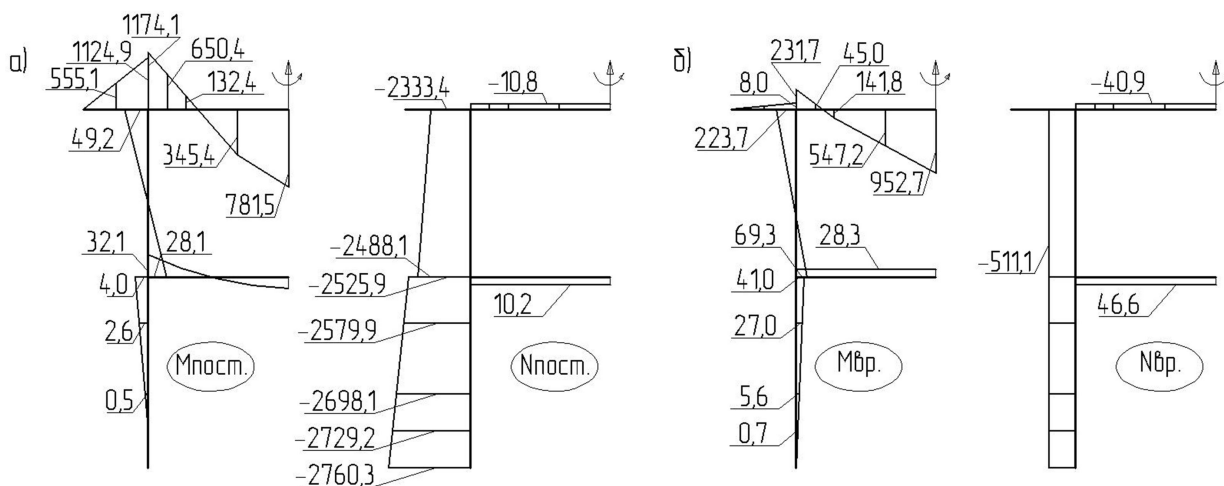


Рис. 2. Эпюры изгибающих моментов и продольных сил: а – от постоянной нагрузки, б – от временной нагрузки N14

Предельные поверхности текучести (далее ПТ) сечений без дефектов определены численным методом линейного программирования (далее ЛП) для каждого типа жесткости и представлены на рис. 3, а. Подробное описание задачи нахождения ПТ приведено в [2].

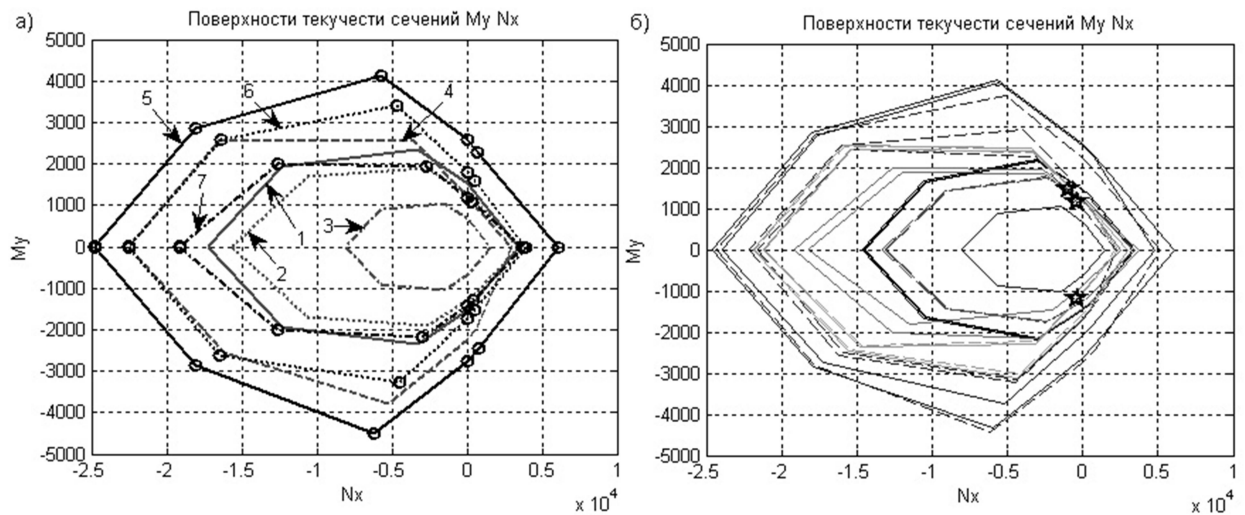


Рис. 3. ПТ сечений

Для определения грузоподъемности опоры выделим из ПТ для сечений, изображенных на рис. 3, а, область усилий, которые сечения воспринимают в результате загрузки опоры постоянной нагрузкой. Так как в сечениях элементов усилия от постоянной нагрузки имеют разные значения, необходимо найти ПТ отдельно для каждого сечения в элементе. Общее количество ПТ равно удвоенному количеству элементов. Напряжения на элементарных площадках железобетонного сечения от действия постоянной нагрузки находятся методом внецентренного сжатия и вычитаются из соответствующих расчетных сопротивлений. Далее заново находятся ПТ сечений численным методом ЛП. ПТ, найденные по вышеописанной методике, приведены на рис. 3, б.

Статическая и кинематическая формулировки задачи предельного равновесия (подробно описаны в [3]) имеют вид:

– статическая формулировка:

$$\begin{aligned}
 &F_0 \rightarrow \max, \\
 &[T] \cdot \{S\} \leq \{S_0\}, \\
 &-[T] \cdot \{S\} \leq \{S_0\}, \\
 &F_0 \cdot \{\eta_g\} - [A] \cdot \{S\} = \{0\};
 \end{aligned} \tag{1}$$

– кинематическая формулировка:

$$\begin{aligned}
 &\{S_0\}^T \cdot (\{\dot{\theta}^+\} + \{\dot{\theta}^-\}) \rightarrow \min, \\
 &[T] \cdot (\{\dot{\theta}^+\} + \{\dot{\theta}^-\}) - [A]^T \cdot \{\dot{u}\} = \{0\}, \\
 &\{\eta_g\}^T \cdot \{\dot{u}\} = 1, \\
 &\{\dot{\theta}^+\} \geq \{0\}, \{\dot{\theta}^-\} \geq \{0\},
 \end{aligned} \tag{2}$$

где F_0 – параметр предельной нагрузки (коэффициент грузоподъемности); $\{S\}$ – вектор действующих усилий от временной нагрузки (остаточных усилий); $\{S_0\}$ – вектор предельных остаточных усилий; $[T]$ – матрица текучести; $[A]$ – матрица коэффициентов уравнений статики; $\{\dot{\theta}^+\}$, $\{\dot{\theta}^-\}$ – векторы скоростей деформаций; $\{\dot{u}\}$ – вектор скоростей переме-

щений; $\{n_g\}$ – заданный вектор, определяющий в относительных величинах распределение и направление внешней нагрузки.

В результате решения задачи в статической и кинематической формулировке получим коэффициент грузоподъемности 1,97, который показывает, во сколько раз необходимо увеличить временную нагрузку для образования в конструкции пластического механизма, т.е. разрушения конструкции. Грузоподъемность опоры соответственно равна $N_{27,58}$. Эпюры изгибающих моментов и продольных сил в стадии, предшествующей разрушению (далее остаточных), показаны на рис. 4, а.

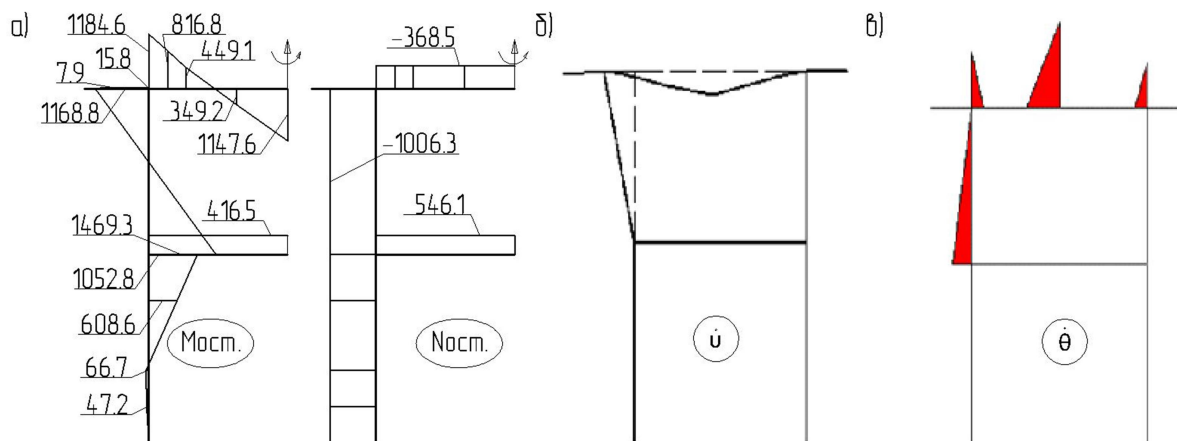


Рис. 4. Результаты решения задачи грузоподъемности без дефектов в опоре

Сочетания усилий Мост и Ност, при подстановке которых в условия текучести выражений (1) и (2) они преобразуются в равенства, нанесены на ПТ сечений (рис. 3, б) в виде пятиконечных звезд. Все 4 сочетания усилий (2 из которых совпадают) находятся на линиях ПТ соответствующих сечений, что также свидетельствует об образовании в этих сечениях пластических шарниров.

Решением задачи в кинематической постановке являются скорости перемещений и скорости деформаций, которые представлены графически в виде схемы разрушения на рис. 4, б и схемы образования пластических шарниров на рис. 4, в. Вершина флажка на рис. 4, в означает, что в сечении образовался пластический шарнир. Скорости перемещений и скорости деформаций имеют относительные значения, по ним нельзя судить о действительных перемещениях и деформациях, но они позволяют определить общую схему разрушения, количество образовавшихся пластических шарниров и порядок их образования. Порядок образования шарниров определяется по высоте флажков: шарнир образуется первым в сечении с максимальной высотой флажка. Согласно схеме образования пластических шарниров они появились в сечениях следующих элементов в следующем порядке:

1) 17 (17); 2) 14 (13); 3) 21 (21); 4) 10 (9). Цифра в скобках – номер узла, принадлежащего элементу, в котором образовался пластический шарнир. Следует заметить, что при решении задачи, неизвестными в которой были бы только изгибающие моменты, для образования

пластического механизма достаточно появления 3 пластических шарниров. При решении задачи с учетом продольных сил механизм образуется при 4 шарнирах.

Приведем минимальные коэффициенты запаса по прочности при определении грузоподъемности по нормативной методике (далее НМ) [4] для сечений элементов: 17(17) – 1,06; 14(13) , 21(21) – 4,52; 10(9) – 1,26. По НМ грузоподъемность опоры равна минимальному коэффициенту запаса по прочности сечения, т. е. $N(1,06 \cdot 14)$ или $N14,84$. В соответствии с решением задачи предельного пространственного равновесия (далее ППР) с помощью ЛП, грузоподъемность опоры равна $N(1,97 \cdot 14)$ или $N27,58$, что на 86 % больше чем по нормативной методике.

Исследование влияния дефектов в сечениях на грузоподъемность опоры

Продемонстрируем влияние несущей способности сваи по грунту на грузоподъемность опоры. При этом введем допущение, что опора абсолютно жестко закреплена от уровня местного размыва до подошвы сваи. Несущая способность сваи равна 3860,3 кН. Так как усилие на конце сваи от постоянной нагрузки равно 2760,3 кН, «остаточная» несущая способность равна 1100 кН. Усилие от нагрузки $N14$ на конце сваи равно 511,1 кН. Снизим на 90 % «остаточную» несущую способность сваи. Коэффициент грузоподъемности по НМ равен $(1-0,9) \cdot 1100 / 511,1 = 0,215$, а грузоподъемность $N3,01$.

Коэффициент грузоподъемности по методу ППР равен 1,17, соответственно грузоподъемность опоры равна $N16,38$, что в 5,44 раза превышает грузоподъемность по НМ. Очертания эпюры изгибающих моментов и продольных сил в стадии предшествующей разрушению показаны на рис. 5, а.

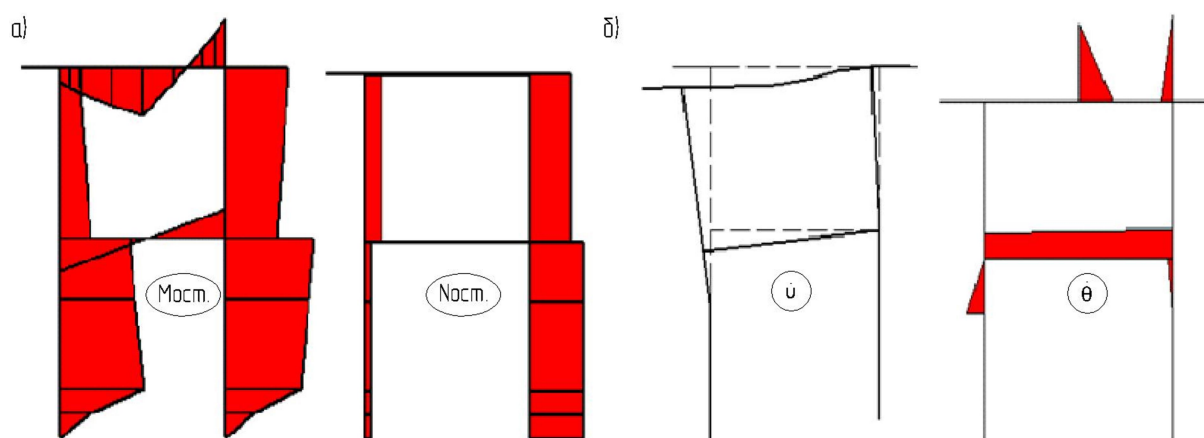


Рис. 5. Решение задачи грузоподъемности при снижении несущей способности сваи по грунту

Схема разрушения и схема образования пластических шарниров приведены на рис. 5 б. Пластические шарниры образовались в 6 сечениях в следующем порядке: 1) 21 (21); 2) 17 (17); 3) 11 (10); 4) 10 (9); 5) 7 (7); 6) 8 (10).

Для исследования влияния дефектов в сечениях на грузоподъемность опоры введем дефекты в каждом конструктивном элементе опоры в сечениях, которые имеют минимальные коэффициенты грузоподъемности. Результаты определения и сопоставления грузоподъемности по вышеописанной методике с учетом жесткопластической работы материала сече-

ний и перераспределением усилий в статической неопределимой конструкции опоры и по НМ приведены на рис. 6.

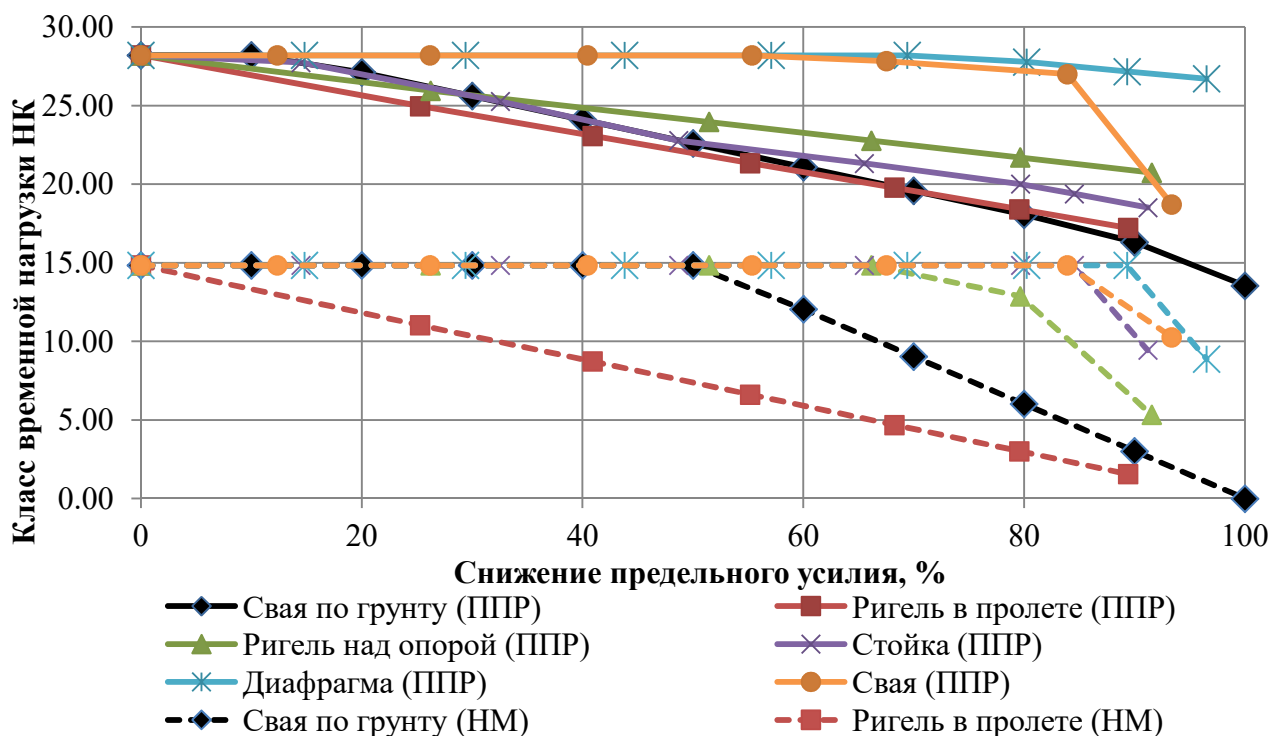


Рис. 6. График влияния дефектов в сечениях на грузоподъемность опоры

Выводы

Предложенная в работе методика ППР позволяет учесть перераспределение усилий в статически неопределимых конструкциях, тем самым вскрыть резервы несущей способности конструкции в целом. График рис. 6 показывает, что при решении задачи методом ППР дефекты влияют на грузоподъемность опоры на более ранних стадиях их образования, но за счет перераспределения усилий грузоподъемность оказывается выше, чем при определении по НМ.

Библиографический список

1. Ефрюшин, С.В. Численное исследование грузоподъемности пролетного строения автодорожного моста с дефектами на основе пространственной модели предельного равновесия / С.В.Ефрюшин, М.А.Викулов // Строительная механика и конструкции. – 2011. – Вып. №2 (3). – С. 82-97.
2. Ефрюшин, С.В. Применение линейного программирования для построения гиперповерхности предельных усилий сечений жесткопластических стержней / С.В. Ефрю-

- шин, М.А. Викулов, С.В. Черкасов // Строительная механика и конструкции. – 2011. – Вып. №1(2). – С. 5-11.
3. Чирас, А. А. Математические модели анализа и оптимизации упругопластических систем. – Вильнюс: Мокслас, 1982. –112 с.
 4. ОДН 218.0.032-2003. Временное руководство по определению грузоподъёмности мостовых сооружений на автомобильных дорогах / Росавтодор Минтранса РФ. – М.: 2003. – 61 с.

References

1. Efyushin, S.V. Numerical research of Load Carrying Capacity of road span with defects based on spatial model of limit equilibrium./ S.V. Efyushin, M.A.Vikulov // Structural Mechanics and Structures. – 2011. – Issue. №2 (3). – P. 82-97.
2. Efyushin, S.V. Application of linear programming for definition of hypersurface of limit forces of rigid plastic bar section / S.V. Efyushin, M.A. Vikulov, S.V. Cherkasov // Structural Mechanics and Structures. – 2011. – Issue. №1(2). – P. 5-11.
3. Chiras, A. A. Mathemetical models of analysis and optimization of elostoplastic systems. – Vilnus: Mocklas, 1982. –112p.
4. ODN 218.0.032-2003. Temporal regulation on definition of load carrying capacity of bridge structures on motorroads. / Rosavtodor Mintrance of RF. – M. 2003. – 61 p.

Ключевые слова: грузоподъёмность, линейное программирование, предельное равновесие.

Keywords: load carrying capacity, linear programming, limit equilibrium.

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры
строительной механики
Д.М. Шапиро
Аспирант кафедры
строительной механики
А.П. Тютин
Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473)271-52-30
e-mail: davshap@mail.ru*

*Voronezh State University of Architecture and
Civil Engineering
Dr.of.Tech. Sc., Professor of Department of
Structural Mechanics
D.M.Shapiro
Post-graduate of Department of Structural
Mechanics
A.P.Tjutin
Voronezh, Russia, tel.: 8(473)2715230
e-mail: davshap@mail.ru*

Д.М. Шапиро, А.П. Тютин

НЕЛИНЕЙНОЕ ДЕФОРМИРОВАНИЕ И НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ МОСТОВЫХ ПЛИТНО-БАЛОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЁТНЫХ СТРОЕНИЙ

Содержится описание пространственного нелинейного расчёта используемых в мостостроении железобетонных плитно-балочных систем, выполняемого при помощи процедуры метода Ньютона-Рафсона на математической основе метода конечных элементов. В разработанном методе расчёта используется деформационная модель железобетонных балок со смешанным армированием в соответствии со сводами правил СП 52-101-2003 и СП 52-102-2004. Разработаны критерии предельных состояний. Приводятся примеры расчёта.

D.M. Shapiro, A.P. Tyutin

NONLINEAR DEFORMATION AND BEARING CAPACITY of BRIDGE SLAB-BEAM CONCRETE SPANS

The article describes a spatial nonlinear calculation of reinforced concrete slab-beam system used in bridge construction. The calculation is based on the finite elements method. In devised method of calculation there is applied the deformation model of reinforced concrete beams with composite reinforcement according to the Set of Rules SP 52-101-2003 и SP 52-102-2004. There are developed the criteria of limiting state and there are given the examples.

Железобетонные плитно-балочные системы широко применяются в мостостроении, составляя более 90 % эксплуатируемых и строящихся пролётных строений. По условиям эксплуатации временная вертикальная нагрузка может занимать произвольное положение на проезжей части. В связи с этим пространственные расчёты плитно-балочных систем наиболее востребованы и развиты в области проектирования и исследований мостовых сооружений.

1. Деформационный расчёт сечений изгибаемых железобетонных балок

В статьях [1, 2] изложен способ деформационного нелинейного расчёта нормальных сечений изгибаемых железобетонных балок с обычной, предварительно напряжённой арматурой и смешанным армированием по прочности и образованию трещин. Расчётная модель, принятая в соответствии со сводами правил СП 52-101-2003 и СП 52-102-2004 [3, 4], основана на кинематических условиях гипотезы плоских сечений; трёхлинейных диаграммах состояния бетона и высокопрочной арматуры, билинейной диаграмме деформирования обычной арматуры.

Схемы сечений изгибаемых балок и распределение напряжений и относительных деформаций в бетоне сжатой (σ_b, ε_b), растянутой ($\sigma_{bt}, \varepsilon_{bt}$) зон, обычной растянутой (σ_s, ε_s), сжатой ($\sigma_{sc}, \varepsilon_{sc}$) и предварительно напряжённой (σ_p, ε_p) арматуре представлены на рис. 1.

Особенностью разработанной версии деформационных расчётов является получение и использование переменных приведенных геометрических характеристик (площади сечения A_{red} , статического момента S_{red} , момента инерции I_{red}), определяемых в зависимости от внешних моментов и отражающих нелинейное деформирование сечений балок со смешанным (обычным и предварительно напряжённым) армированием.

Указанные выше геометрические характеристики для балок со смешанным армированием описываются следующими выражениями [2] :

$$A_{red} = \Sigma[(\sigma_b/\varepsilon_b E_b) dA_b] + n_1 A'_s + (\sigma_s/\varepsilon_s E_s) n_1 A_s + (\sigma_p/\varepsilon_p E_p) n_2 A_p + \Sigma[(\sigma_{bt}/\varepsilon_{bt} E_b) dA_{bt}], \quad (1)$$

$$S_{red, 0-0} = \Sigma[(\sigma_b/\varepsilon_b E_b) z dA_b + n_1 A'_s (x - a'_s) - (\sigma_s/\varepsilon_s E_s) (h_0 - x + a_p - a_s) n_1 A_s - (\sigma_p/\varepsilon_p E_p) (h_0 - x) n_2 A_p - \Sigma[(\sigma_{bt}/\varepsilon_{bt} E_b) z / dA_{bt}], \quad (2)$$

$$I_{red} = \Sigma[(\sigma_b/\varepsilon_b E_b) (z - t)^2 dA_b] + n_1 A'_s (x - a'_s - t)^2 + (\sigma_s/\varepsilon_s E_s) n_1 A_s (h_0 - x + a_p - a_s + t)^2 + (\sigma_p/\varepsilon_p E_p) (h_0 - x + t)^2 n_2 A_p + \Sigma[(\sigma_{bt}/\varepsilon_{bt} E_b) (z + t)^2 dA_{bt}]. \quad (3)$$

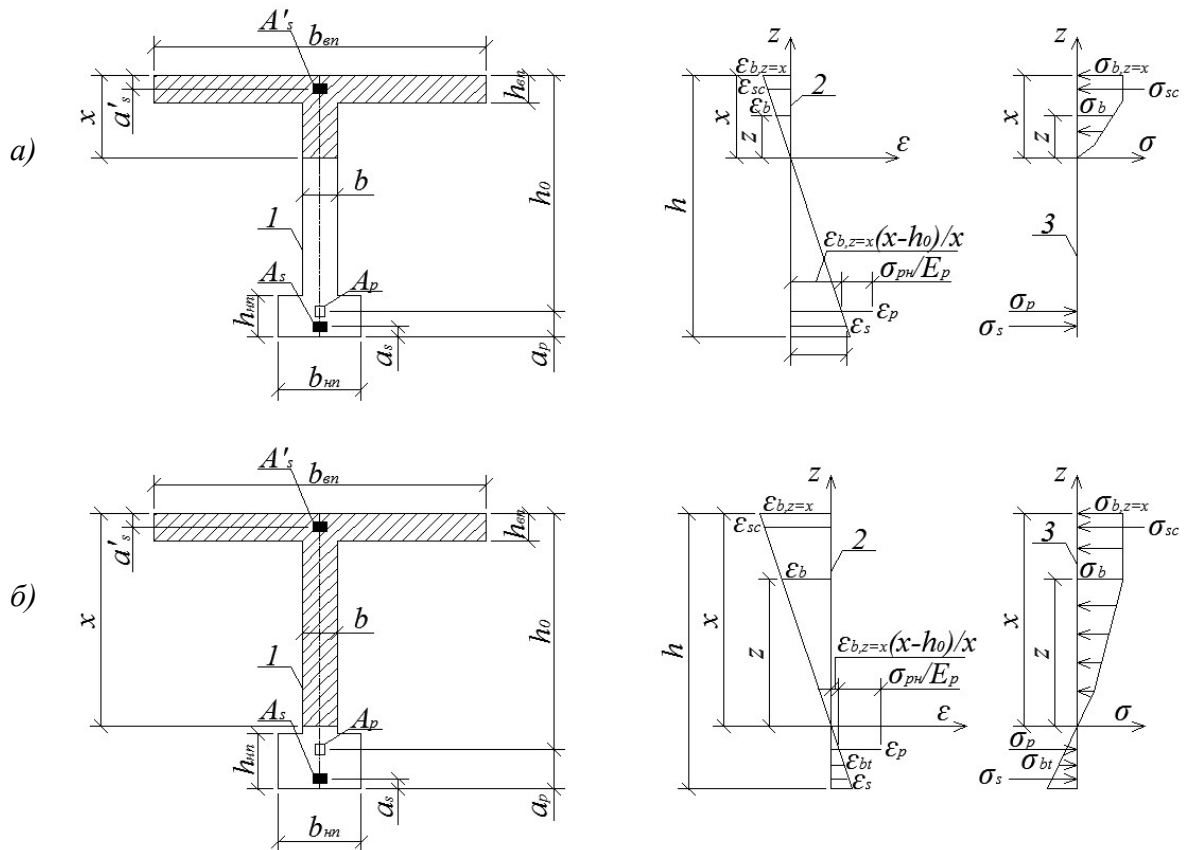


Рис. 1. Схемы к деформационному расчёту изгибаемых железобетонных балок со смешанным армированием:

- a – расчёт по прочности, b – расчёт по образованию трещин,
- 1 – поперечное сечение балки, 2 – эпюры распределения деформаций по высоте сечения балки,
- 3 – эпюры распределения напряжений по высоте сечения балки

В уравнениях (1) – (3) обозначено: E_b, E_s, E_p – модули упругости бетона, обычной и предварительно напряжённой арматуры; $A_b, dA_b, A_{bt}, dA_{bt}$ – площади сжатой и растянутой частей бетонного сечения и их элементарных фрагментов; A_s, A'_s, A_p – площади сечения обычной (растянутой, сжатой) и предварительно напряжённой арматуры; x, z – размеры на рис. 1; $h_0 = h - a_p$ – расчётная высота сечения при смешанном (предварительно напряжённом) армировании, h – полная высота сечения (в сечениях балок с обычным армированием $h_0 = h - a_s$); $n_1 = E_s/E_b$; $n_2 = E_p/E_b$ – отношения модулей деформации обычной, предварительно напряжённой арматуры и бетона; t – расстояние от нейтральной оси до центра тяжести сечения

$$t = S_{red,0-0}/A_{red}. \quad (4)$$

Знак интеграла (\int) в уравнениях (1)–(3) означает суммирование элементарных долей геометрических характеристик в пределах частей сечения: верхней, нижней полки и стенки; знак суммы (Σ) означает суммирование в пределах высоты x сжатой зоны.

Авторами в математической среде *MathCAD* разработана программа «Деформационный расчёт сечений балки со смешанным армированием» со следующими массивами выходной информации:

- таблицы (диаграммы) геометрических характеристик сечений балок A_{red}, I_{red} в зависимости от моментов внешних сил;
- таблицы (диаграммы) зависимостей жёсткостных характеристик $E_b I_{red} = f_1(M)$ и кривизн $1/\rho = f_2(M)$ от момента внешних сил;
- предельные моменты по прочности сечений, определяемые по условию достижения предельных относительных деформации в напрягаемой или обычной арматуры ($\varepsilon_{p2} = 0,015$; $\varepsilon_{s2} = 0,025$); предельные моменты по образованию трещин, определяемые по условию достижения предельных относительных деформации в растянутом бетоне ($\varepsilon_{bt2} = 0,00015$).

2. Расчёт плитно-балочных систем с использованием метода Ньютона-Рафсона

Пространственный нелинейный расчёт плитно-балочных систем из железобетонных балок, описываемых рассмотренной выше деформационной моделью, выполняется при помощи универсальных сертифицированных программных комплексов, реализующих метод конечных элементов (МКЭ): *LIRA, SCAD*.

Предлагаемый способ решения нелинейных задач позволяет осуществить расчёт в один этап с одновременным приложением сочетания действующих нагрузок. При его выполнении используется расчётная схема в виде плитно-стержневой системы на рис. 2, отражающая переменную по длине жёсткость балок, состоящая из следующих конечных элементов (КЭ):

- прямоугольных плитных КЭ с тремя степенями свободы в узле, моделирующих плиту;
- стержневых КЭ с шестью степенями свободы в узле, моделирующих отрезки балок.

На схеме показана временная вертикальная нагрузка, состоящая из двух полос АК в соответствии с ГОСТ Р 52748-2007 и СП 35-13330-2011 [5].

Входная информация нелинейного пространственного расчёта включает следующие данные:

- описание схемы и конструкции плитно-балочной системы, действующих нагрузок;
- готовые таблицы (диаграммы) зависимостей $E I_{red} = f_1(M)$, $1/\rho = f_2(M)$;
- норму невязки соответствия моментов, кривизн и жёсткостей $E I_{red}$ в КЭ.

Начальный этап расчёта, необходимый для запуска процесса Ньютона-Рафсона, включает следующие действия:

- построение совместной диаграммы, связывающей $M - (1/\rho) - E I_{red}$ (рис. 3), на которой точка $M_{ГЛ}$ обозначает момент, соответствующий границе линейного деформирования;

- линейный расчёт плитно-балочной системы на полную нагрузку с начальными значениями изгибных жёсткостей EI_{red} стержневых КЭ;
- замену криволинейных эпюр M в балках ступенчатыми с постоянными моментами в пределах каждого КЭ;
- определение участков балок (групп стержневых КЭ), в пределах которых получены моменты, превышающие $M_{Гл}$.

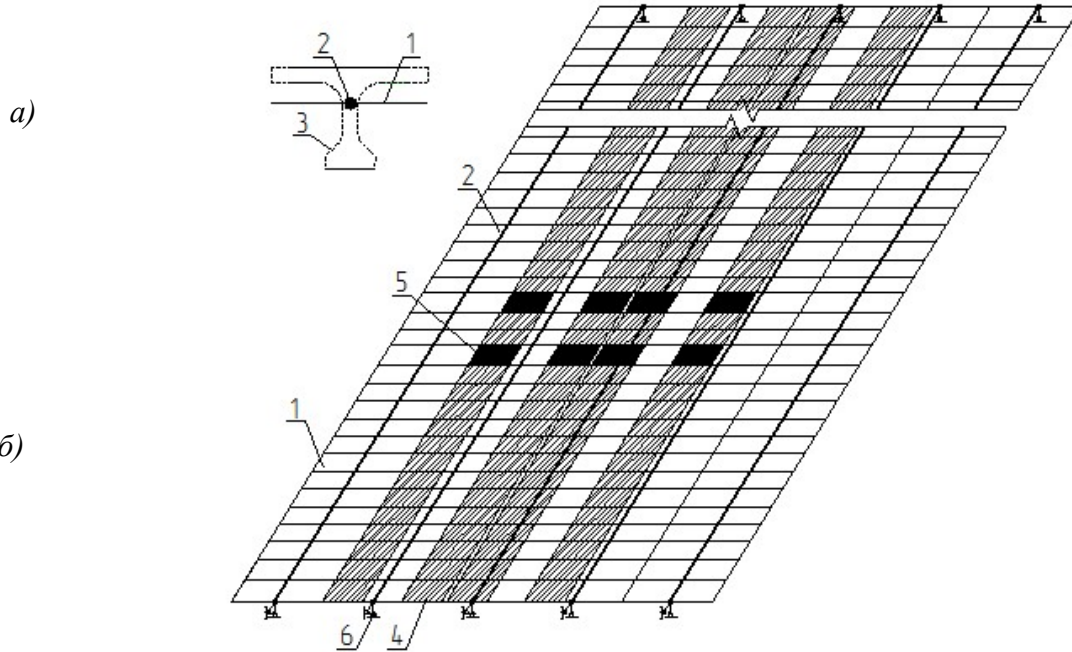


Рис. 2. Плитно-стержневая расчётная схема МКЭ: *a* – расчётная схема балки; *б* – расчётная схема пролётного строения с двумя полосами временной автомобильной нагрузки АК; 1 – конечные элементы плиты; 2 – стержневой конечный элемент, моделирующий балку; 3 – контур балки пролётного строения; 4 – колеса нагрузки АК; 5 – площадки давления колёс тележки АК; 6 – узлы опирания балок на опоры

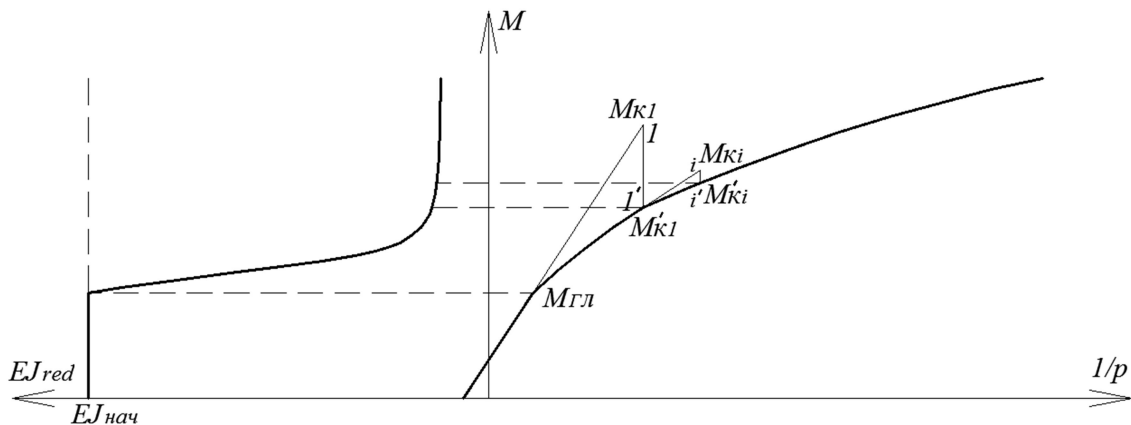


Рис. 3. Совместная диаграмма $M-(1/\rho)-EI_{red}$ и схема к математической процедуре метода Ньютона-Рафсона

Группы стержневых КЭ, в которых получены отклонения от линейных соотношений между моментами и кривизнами, и значения EI_{red} отклоняются от начальных значений,

изображаемых прямыми линиями (см. рис. 3), будем называть «областями нелинейного деформирования».

Метод Ньютона–Рафсона на математической основе МКЭ представляет собой итерационную процедуру, на каждой ступени которой выполняются два шага расчётов. Графической иллюстрацией метода является ломаная линия $I-I' - i-i'$ на рис. 3.

Первый шаг: определение «начальных моментов». Обозначим через $\{M_k\}_i$ вектор моментов в «областях нелинейного деформирования» плитно-балочной системы, где k – номера стержней, i – ступени итерации.

Моменты $\{M_k\}_i$ получены в результате расчётов в конце предыдущей $[(i-1)$ -й] ступени итерации. На первом шаге итерации ($i=1$) вектор $\{M_k\}_{i=1}$ – моменты в КЭ, превышающие $M_{ГЛ}$.

Моменты, соответствующие кривизнам и жёсткостям балок, лежащие на кривой $1/\rho=f_2(M)$ (см. рис. 3), обозначим через $\{M'_k\}_i$.

«Начальные моменты»

$$\{\Delta M_k\}_i = \{M'_k\}_i - \{M_k\}_i - \quad (5)$$

это усилия, которые необходимо приложить к каждому (k -му) стержневому КЭ в отдельности, чтобы получить соответствие на совместной диаграмме $M-(1/\rho)-EI_{red}$. Для этого k -й КЭ условно отделяется от остальной части системы и к его концам прикладываются моменты $\{\Delta M_k\}_i$, разгружающие его до уровня $\{M'_k\}_i$.

Этим достигается соответствие $M-(1/\rho)-EI_{red}$, но возникает вектор невязки силы («начальных моментов»). Чтобы его устранить, выполняется второй шаг i -й ступени итерации.

Второй шаг: приложение моментов $\{\Delta M_k\}_i$ с обратными знаками (в обратном направлении) в тех же точках (на концах стержневых КЭ) к системе в целом. При этом изгибная жёсткость принимается не начальной, а соответствующей $\{M'_k\}_i$.

Итерация заканчивается после снижения «начальных напряжений» $\{\Delta M_k\}_i$ до заданного уровня нормы невязки $\{\Delta M_k\}_i \leq 0,01 \{M'_k\}_i$.

В изложенном выше описании нелинейного пространственного расчёта плита считается изотропной с цилиндрической жёсткостью, которая соответствует фактической толщине. Этим вносится погрешность, так как плита учитывается дважды: как верхний пояс балки и самостоятельный изгибаемый элемент. Эту погрешность можно устранить двумя способами:

-принять плиту ортотропной с модулем упругости в продольном направлении (параллельном осям балок) сниженным, близким к нулю, а в поперечном направлении – расчётным фактическим;

-принять плиту изотропной со сниженным модулем упругости в обоих направлениях, но с введением в расчёт дополнительных стержней, моделирующих изгибную жёсткость плиты в поперечном направлении.

Численное исследование показало, что при соотношении изгибных жёсткостей плиты (взятой отдельно) и балки (где плита является верхним поясом) порядка 0,01 погрешность, связанная с использованием изотропных КЭ, не превышает 1,5 %. При относительной жёсткости плиты более 0,01 необходимо уточнение расчёта при помощи указанных выше приемов.

Авторами выполнены сопоставительные расчёты пролётных строений длиной 11,9; 18; 21; 28; 33 м по ранее разработанному проекту [6]. Несущая способность по изгибающему моменту железобетонных балок с предварительно напряжённым и смешанным армированием, определённая по расчёту с использованием деформационной модели, на 8–9 % превышает аналогичные показатели по обычному расчёту согласно СП 35.13330-2011 [5]. Кроме того,

использование нелинейного пространственного расчёта по методу Ньютона-Рафсона позволяет повысить расчётную несущую способность пролётных строений на 7–9 %.

3. Критерии предельных состояний

По результатам расчёта плитно-балочной системы определяются все нагрузочные эффекты: моменты и поперечные силы, кривизны сечений, прогибы балок, напряжения и относительные деформации бетона и арматуры; фиксируются образующиеся пластические шарниры в сечениях балок. Имеется возможность поэтапного нагружения пролётно-строения, построения кривых зависимости прогибов балок от уровня временной нагрузки АК или НК.

Решение о достижении предельных состояний принимается по следующим критериям:

-достижение предельных моментов, определяемое в соответствии с СП 52-101-2003 и СП 52-102-2004 по условиям достижения предельных относительных деформаций в бетоне ($\varepsilon_{b,пред}=\varepsilon_{b2}=0,0035$, $\varepsilon_{bt,пред}=\varepsilon_{bt2}=0,00015$), в напрягаемой или обычной арматуре ($\varepsilon_{p,пред}=\varepsilon_{p2}=0,015$; $\varepsilon_{s,пред}=\varepsilon_{s2}=0,025$);

-достижение предельного прогиба в наиболее нагруженной балке или предельного среднего прогиба всех балок пролётно-строения, поворота торцевого сечения пролётно-строения; предельного градиента прогиба в наиболее нагруженной балке;

-образование первого или двух пластических шарниров в пролётно-строении.

4. Примеры расчёта

Расчёт пролётно-строения длиной 33 м

На рис. 4 изображено поперечное сечение и результаты расчёта пролётно-строения, состоящего из балок двутаврового сечения длиной 33 м (расчётный пролёт 32,2 м) со смешанным армированием. Расчётное положение временной вертикальной нагрузки АК показано на рис. 4, а.

Постоянная и временная нагрузки приложены к пролётно-строению в один этап. Для выполнения потребовалось три ступени итерации. На рис. 4, в показана совмещённая диаграмма $M-(1/\rho)-EI_{red}$, на которой отмечены значения изгибных жесткостей и моментов при нагрузке А14 (точки 9) и А18 (точки 10) в среднем сечении наиболее нагруженной балки Б-1.

На рис. 4, б, г показаны диаграмма зависимости прогибов балок от класса нагрузки К (7 – обычный линейный расчёт, 8 – пространственный расчёт по методу Ньютона-Рафсона с использованием деформационной модели) и эпюры относительных деформаций и напряжений в бетоне, обычной и предварительно напряжённой арматуре в среднем сечении балки Б-1 при нагрузке А14 (9) и А18 (10). Форма и ординаты эпюр показывают, что при восприятии расчётных постоянной и временной (А18) нагрузок несущая способность балок не исчерпана.

Расчёт усиления пролётно-строения длиной 24 м

Усиливаемое пролётно-строение состояло из пяти железобетонных предварительно напряжённых балок двутаврового сечения, установленных с шагом 211 см, объединённых монолитными продольными швами шириной 31 см. Поперечное сечение пролётно-строения и сечение нижнего пояса балки в середине пролёта показаны на рис. 5.

В задании на реконструкцию пролётно-строения требовалось увеличить ширину проезжей части с 8,0 до 9,5 м и повысить временные нагрузки с Н-30, НК-80 до А14, Н14. В проекте предусмотрено усиление существующей сборно-монолитной плиты путём устрой-

ства монолитной накладной плиты переменной толщины от 10 до 22 см, обеспечивающей в пролётах между балками пропуск колеи новых временных нагрузок.

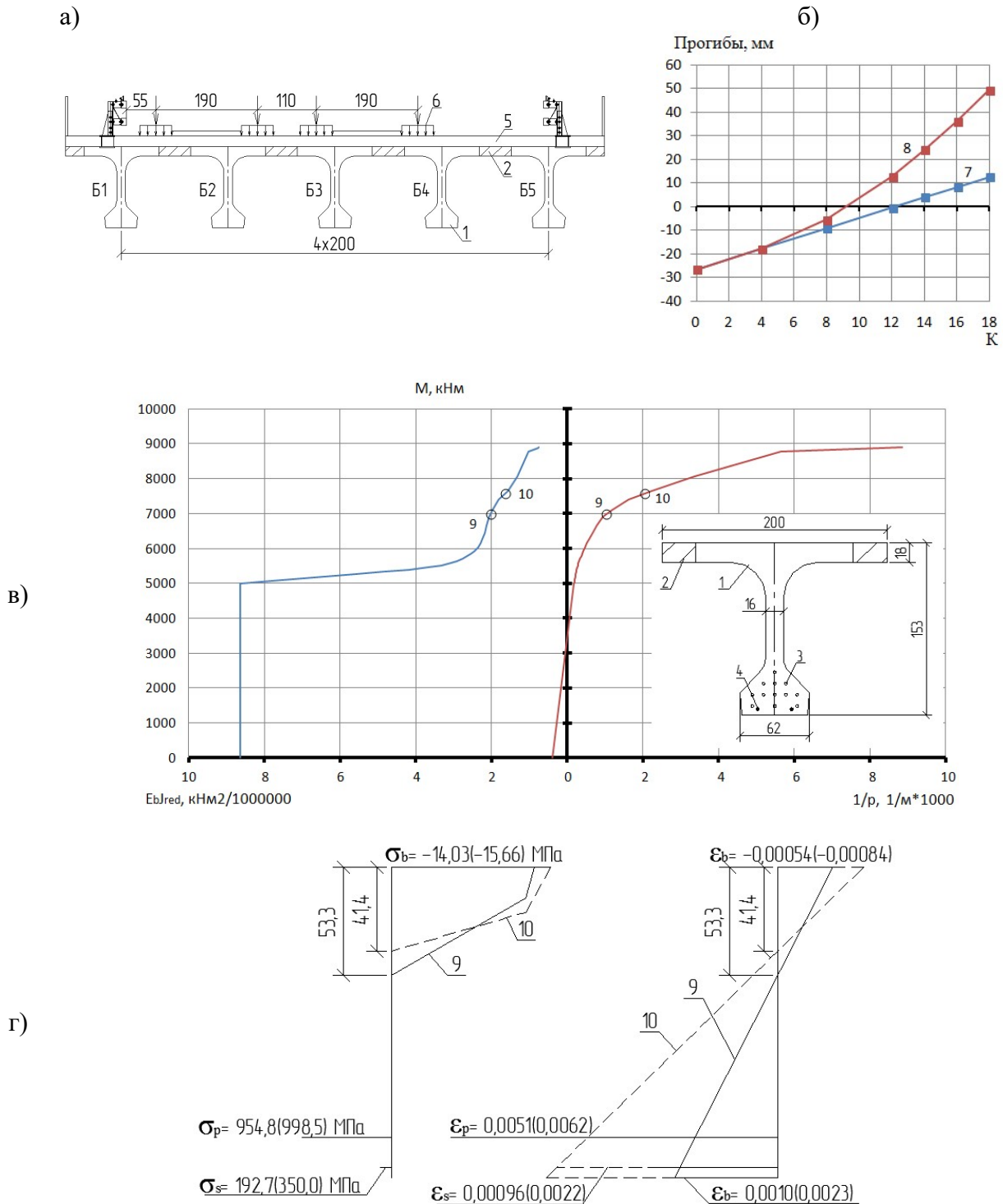


Рис. 4. Поперечное сечение и результаты пространственного деформационного расчёта пролётногo строения длиной 33 м: а – поперечное сечение пролётногo строения: 1 – балка двутаврового сечения со смешанным армированием, 2 – швы омоноличивания балок, 3 – пучки высокопрочной арматуры 24Ø5В, 4 – стержни Ø25А400, 5 – мостовое полотно (многослойная дорожная одежда, металлические барьерные ограждения, металлические перила), 6 - временная нагрузка АК; б – зависимость прогиба балок от класса автомобильной нагрузки К: 7 – обычный расчёт,

8 – пространственный расчёт по методу Ньютона–Рафсона с использованием деформационной модели;
 в – совместная диаграмма $M-(1/\rho)-EI_{red}$; ε – эпюры напряжений (слева) и относительных деформаций (справа) в среднем сечении балки Б1: 9 (10) – при постоянной и временной нагрузке А14 (А18)

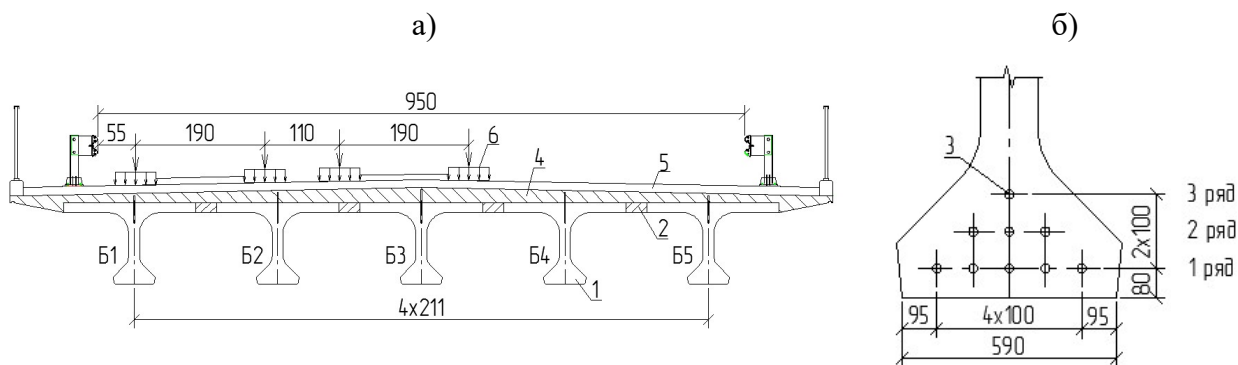


Рис. 5. Поперечное сечение пролётного строения длиной 24 м (а) и сечение нижнего пояса балки (б):

1 – балка двутаврового сечения длиной 24 м, 2 – швы омоноличивания, 3 – пучки высокопрочной арматуры 24Ø5В, 4 – накладная монолитная плита, 5 – дорожная одежда, 6 – временная нагрузка АК

Таким образом, нагрузка на главные балки увеличилась за счёт веса накладной плиты и повышения временных нагрузок на 30 % (с Н-30, НК-80 до А14, Н14). Но в связи увеличением толщины железобетонной плиты произошло улучшение её распределительной способности.

Целью расчёта, который был выполнен с использованием деформационной модели железобетонных балок и процедуры метода Ньютона-Рафсона, было обоснование принятых проектных решений, предусмотренных заданием.

В расчёте постоянная и временная нагрузки были приложены в один этап. Для выполнения расчёта потребовались три ступени итерации. Результаты расчёта представлены на рис. 6.

Выполненный расчёт позволил обосновать принятые проектные решения, обеспечивающие повышение грузоподъёмности пролётного строения.

Выводы

Предложен научно обоснованный метод расчёта при проектировании и исследованиях пролётных строений мостовых сооружений, сочетающий деформационную модель изгибаемых железобетонных балок и решение по методу Ньютона-Рафсона нелинейной пространственной задачи об изгибе плитно-балочных систем. Разработаны реализующие алгоритмы и программное обеспечение.

Показана возможность выполнения итерационного нелинейного расчёта плитно-балочного пролётного строения с одновременным приложением всех действующих нагрузок.

Описанный метод расчёта удовлетворяет требованиям теории:

-полученные решения соответствуют уравнениям для приведенных геометрических характеристик (1)–(3) и, следовательно, описанию деформационной модели железобетонных сечений в соответствии с [3, 4];

-во всех сечениях получено соответствие (с допустимой невязкой) кривизн, моментов и действующей нагрузки;

-выполнено условие неразрывности на границах конечных элементов.

Разработанный метод расчёта может быть применён при проектировании вновь строящихся объектов, но наиболее эффективен при оценке возможности передачи сверхпроектных нагрузок на плитно-балочные несущие конструкции эксплуатируемых объектов.

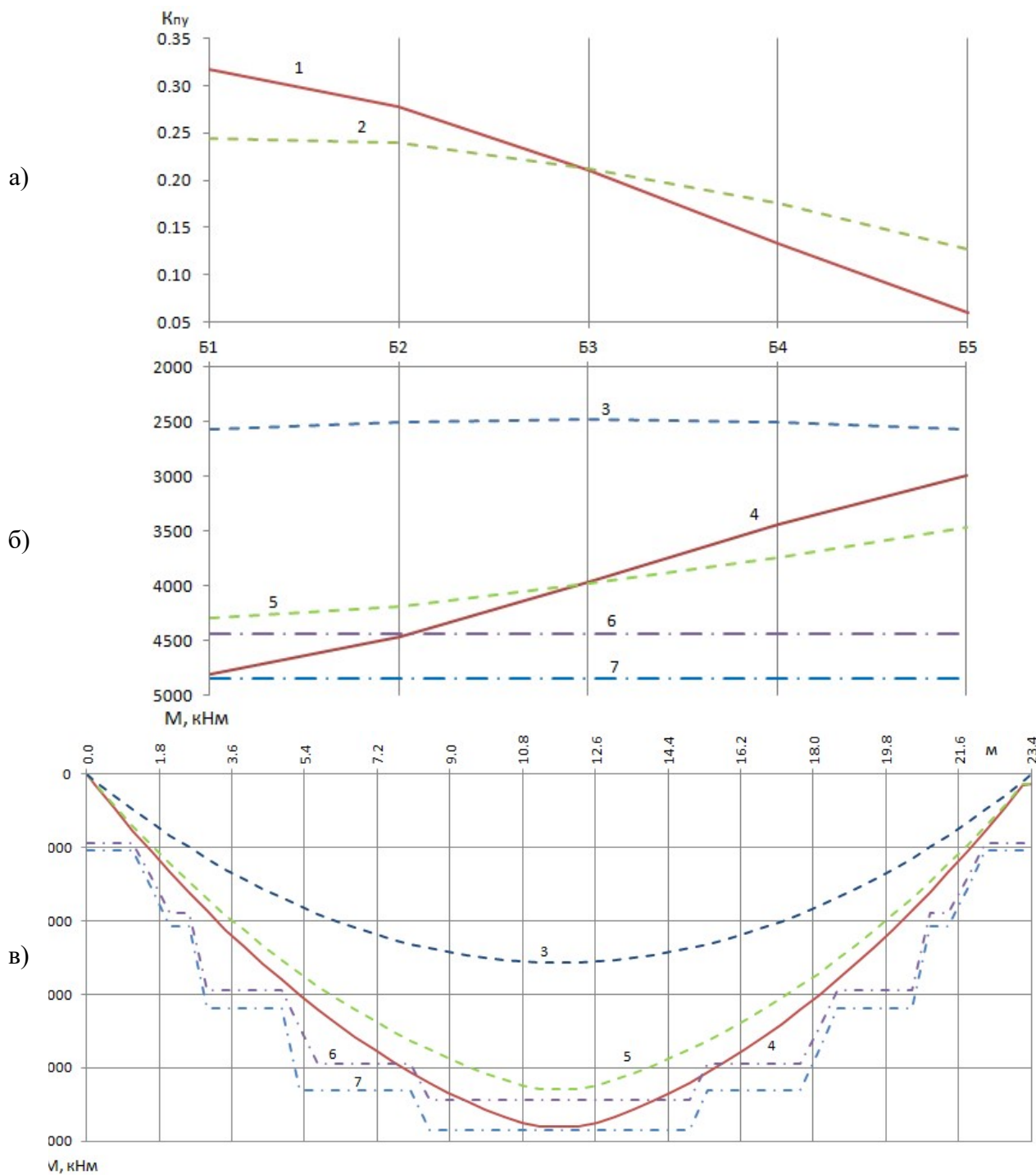


Рис. 6. Результаты расчёта усиленного пролётного строения длиной 24 м:

а, б – распределение K_{ny} и M в середине ПС, *в* – эпюры M по длине балки Б1;

1 - распределение K_{ny} по обычному расчёту при нагрузке А14; *2* - распределение K_{ny} при расчёте по методу Ньютона-Рафсона при нагрузке А14; *3* – распределение моментов от постоянной нагрузки; *4* - распределение моментов по обычному расчёту на постоянные нагрузки и нагрузку А14;

5 - распределение моментов по расчёту с использованием деформационной модели и метода Ньютона-Рафсона на постоянные нагрузки и нагрузку А14; 6 – предельные изгибающие моменты по обычному расчёту;
7 – предельные изгибающие моменты с использованием деформационной модели

Библиографический список

1. Шапиро, Д.М. Деформационный нелинейный расчёт изгибаемых железобетонных балок в составе плитно-ребристых систем /Д.М. Шапиро, А.П. Тютин // Бетон и железобетон, 2011, №6. – С. 19 – 23.
2. Шапиро, Д.М. Нелинейный деформационный пространственный расчёт железобетонных пролётных строений автодорожных мостов / Д.М. Шапиро, А.П. Тютин // Строительная механика и конструкции, 2012, №1 (6). – С. 102–108.
3. Свод правил по проектированию и строительству. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ФГУП ЦПП – М. – 2004. – 53 с.
4. Свод правил по проектированию и строительству. СП 52-102-2004 Предварительно напряжённые железобетонные конструкции. / ФГУП ЦПП.- М. – 2005.
5. Свод правил СП 35.13330-2011 (Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*). Мосты и трубы / ОАО «ППП». – М. – 2011. – 340 с.
6. Шапиро, Д.М. Расчёт и проектирование железобетонных предварительно напряжённых пролётных строений автодорожных мостов /Д.М. Шапиро, А.П. Тютин // Строительная механика и конструкции, 2012, №2 (5). – С. 60 – 68.

References

1. Shapiro, D.M. nonlinear deformation calculation of flexural reinforced concrete beams in slab-stringer system /D.M. Shapiro, A.P. Tyutin // Concrete and reinforced concrete, 2011, №6. – P. 19 – 23.
2. Shapiro, D.M. Non-linear deformation spatial calculation of reinforced road spans / D.M. Shapiro, A.P. Tyutin // Structural Mechanics and Structures, 2012, №1 (6). – P. 102–108.
3. Set of rules on designing and construction. SP 52-101-2003 Concrete and reinforced concrete without prestressed reinforcement / FGUP TsPP – М. – 2004. – 53 p.
4. Set of rules on designing and construction SP 52-102-2004 Prestressed reinforcement / FGUP TsPP. – М. – 2005.
5. Set of rules СП 35.13330-2011 (Actual correction of Construction Regulation 2.05.03-84*). Bridges and pipes / Public corporation «PPP». – М. – 2011. – 340 p.
6. Shapiro, D.M..Calculation and design of reinforced concrete prestressed road spans / D.M. Shapiro, A.P. Tyutin //Structural Mechanics and Structures, 2012, №2 (5). – P. 60 – 68.

Ключевые слова: деформационная модель, плитно-балочная система, нелинейный деформационный пространственный расчёт, железобетонные пролётные строения автодорожных мостов.

Keywords: deformation model, slab-beam system, nonlinear spatial deformation calculation, reinforced concrete road spans.

УДК 624.042.8; 624.872

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительной механики*

С.Ю. Гриднев

*Ведущий инженер ОАО «Воронежпроект»
(г. Воронеж)*

А.Н. Будковой

Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473)271-52-30

e-mail : gridnev_s_y@rambler.ru

*Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
PhD of Tech. Sc., Associate Professor of the
Department of Structural Mechanics*

S.Yu. Gridnev

*Advanced engineer of Public Corporation
«Voronezhproekt»*

A.N. Budkovoy

Voronezh, Russia, Tel.: 8(473)2715230

e-mail : gridnev_s_y@rambler.ru

С.Ю. Гриднев, А.Н. Будковой

СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА КОЛЕБАНИЙ БАЛОЧНОЙ СИСТЕМЫ ПРИ ПЕРЕХОДНЫХ РЕЖИМАХ ДВИЖЕНИЯ АВТОЦИСТЕРН С ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫМИ ДАННЫМИ

Описана методика и результаты натурных измерений колебаний сталежелезобетонного пролетного строения моста при движении по нему автоцистерны в режиме торможения с различным уровнем эксплуатационного недолива. Показано, что в случае торможения автоцистерн с эксплуатационным недоливом значительно возрастают динамические нагрузки на пролетное строение. Сравниваются результаты вычислительных экспериментов с данными натурных испытаний.

S.Yu. Gridnev, A.N. Budkovoy

COMPARISON OF CALCULATION RESULTS OF BEAM SYSTEM VIBRATION DURING TANK LORRIES TRANSIENT TRAVEL WITH THE EXPERIMENTAL FINDINGS

The techniques and results of full-scale changes of steel reinforced concrete bridge structure vibrations during a tank lorry travel along it in braking mode with different level of underfill is described in the article. It is shown that in the case of tank lorry braking with operation underfill the dynamic loads on span increase. There have been received the coincidence of results of calculative experiments and full-scale tests.

Введение

При оценке общего технического состояния несущих конструкций транспортных сооружений на автомобильных дорогах при проведении периодических и специальных осмотров выполняется расчет на постоянную и подвижную нагрузки. Для развития теории расчета колебаний автодорожных мостов при подвижной нагрузке и методов оценки их динамических характеристик особое значение имеют экспериментальные исследования, которые позволяют получить данные о реальной картине напряженно-деформированного состояния пролетных строений. С другой стороны, такие исследования служат обоснованием применяемых расчетных методик, вводимых допущений и дают интегральную оценку существующему на данный момент уровню развития научных исследований по изучаемой проблеме. Проведение широкомасштабных вычислительных экспериментов возможно только после сопоставления данных отдельных расчетов с результатами натурных измерений. Удовлетворительное совпадение сопоставляемых результатов свидетельствует об адекватности описания возникающих при переездах автомобилей колебаний пролетных строений.

Однако целый класс специализированной подвижной нагрузки: автоцистерн, перевозящих различные жидкие грузы, - не упоминается и не выделяется в нормативных документах. Нет публикаций и о результатах вычислительных экспериментов или натурных измерений, качественных и количественных особенностях напряженно-деформированного состояния автодорожных мостов при переходных режимах движения автоцистерн.

Настоящая статья посвящена сопоставлению результатов натурных измерений с результатами вычислительных экспериментов колебаний балочных систем при переходных режимах движения автоцистерн, выполненных по описанным в [1-4] методикам и вычислительным программам для ЭВМ.

Описание объекта исследования и методика натурального эксперимента

Натурные измерения были выполнены на сталежелезобетонном пролетном строении моста длиной 42,5 м через р. Репец на автомагистрали М4 «Дон» вблизи г. Задонск. Дистанционная регистрация динамических прогибов осуществлялась оптическим измерителем перемещений автодорожных мостов, разработанная проф. Волковым В.В. Основу измерений составляет оптический метод определения пространственных координат с использованием фотометрической установки, разработанной для определения прогиба деформируемых конструкций. При этом координаты точек пролетного строения определяются на основе преобразования Фурье с помощью оптической системы, проецирующей изображение массива точек на поверхность оптического преобразователя с последующим представлением в цифровой вид. Вычисление координат точек транспортного сооружения покрытия осуществляется триангуляционным преобразованием, в размере эквивалентного треугольника: конуса съемки рабочей поверхности изображения и сечения вертикальной плоскости моста. Для этого используется преобразование равноотстоящих точек в пространстве и корреляции яркостных образов этих точек. Это позволяет определить перемещения изучаемых сечений пролетного строения и деформации отдельных элементов моста. Оптический прибор дополнен специальным программным обеспечением. Целью натурных измерений являлась апробация и исследование возможностей оптического измерителя перемещений для регистрации колебаний сталежелезобетонного моста при движении по нему одиночных автоцистерн в режиме торможения.

Для оценки НДС несущих конструкций в качестве изучаемого параметра, характеризующего колебания пролетного строения, был принят прогиб балки Б4 (рис. 1).



Рис 1. Общий вид пролетного строения с левой стороны:
1 – середина балки Б4

В ходе экспериментальных исследований изучались колебания транспортных сооружений при движении автоцистерны с постоянной скоростью и в режиме торможения с различным уровнем эксплуатационного недолива.

По мосту пропускалась автоцистерна МА3-5420 в различных режимах. Для каждого заезда при обработке результатов измерений выполнялось построение графиков прогибов в зависимости от положения автоцистерны в масштабе реального времени. Программа испытаний сведена в таблицу. Описание методики и основных результатов измерений представлено в [5].

Таблица

Координата сечения	Режим движения				
	Движение с пост. скоростью 5 км/ч	Движение с пост. скоростью 70 км/ч	Торможение с ускорением около 5 м/с ²	Торможение с ускорением около 4 м/с ²	Торможение с ускорением около 3 м/с ²
Движение с пост. скоростью при полном заполнении	+	+	-	-	-
Торможение при полном заполнении	-	-	+	+	+
Торможение при 75 % заполнении	-	-	+	+	+
Торможение при 50 % заполнении	-	-	+	+	+

Результаты натурных измерений, их анализ и сопоставление с результатами расчета

Графики прогибов середины пролета балки Б4 при торможении автоцистерны с ускорением около 3 м/с² для различных уровней заполнения приведены на рис. 2.

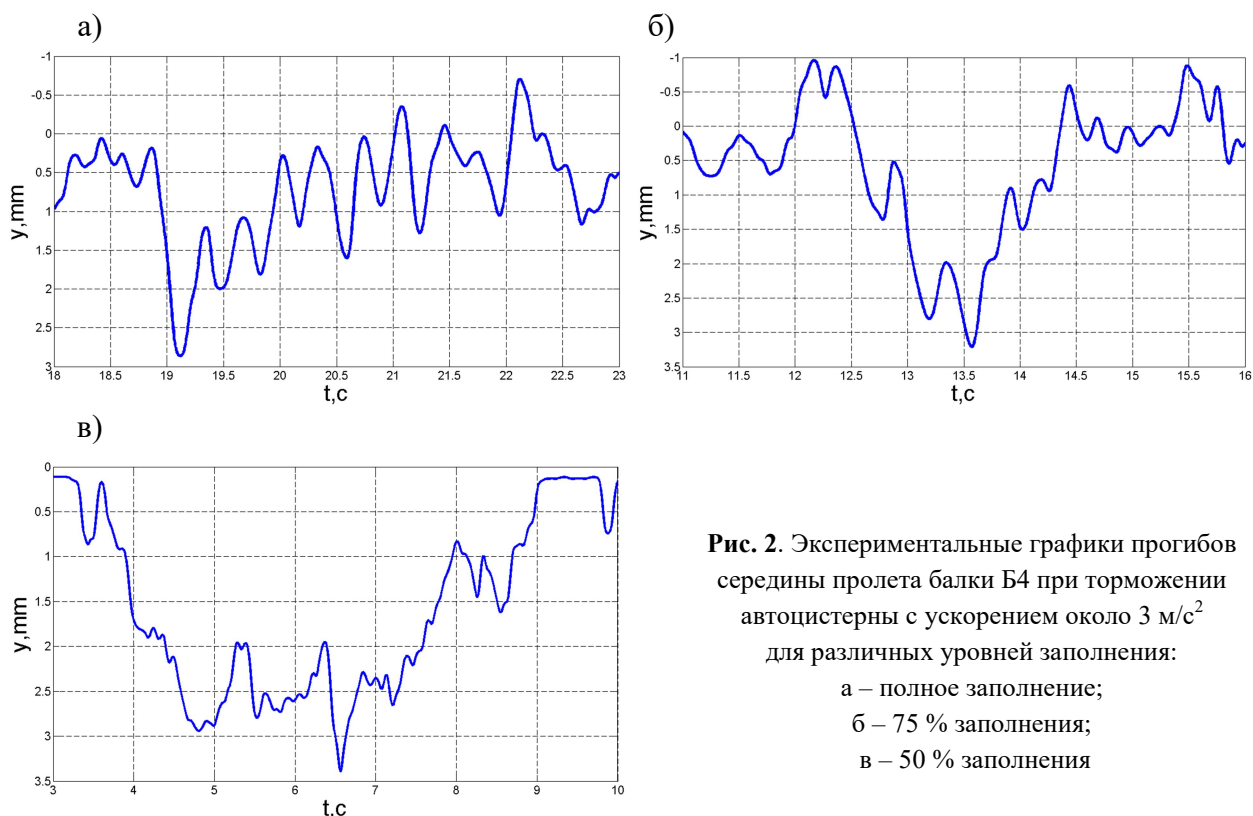


Рис. 2. Экспериментальные графики прогибов середины пролета балки Б4 при торможении автоцистерны с ускорением около 3 м/с² для различных уровней заполнения:
а – полное заполнение;
б – 75 % заполнения;
в – 50 % заполнения

Ниже, на рис. 3, представлены соответствующие результаты расчета совместных колебаний, полученные по разработанной методике. Характеристики пролетного строения определены по паспорту моста и сопоставлены с опытными данными. Геометрические характеристики автоцистерны приняты по чертежам, а физические – по [6]

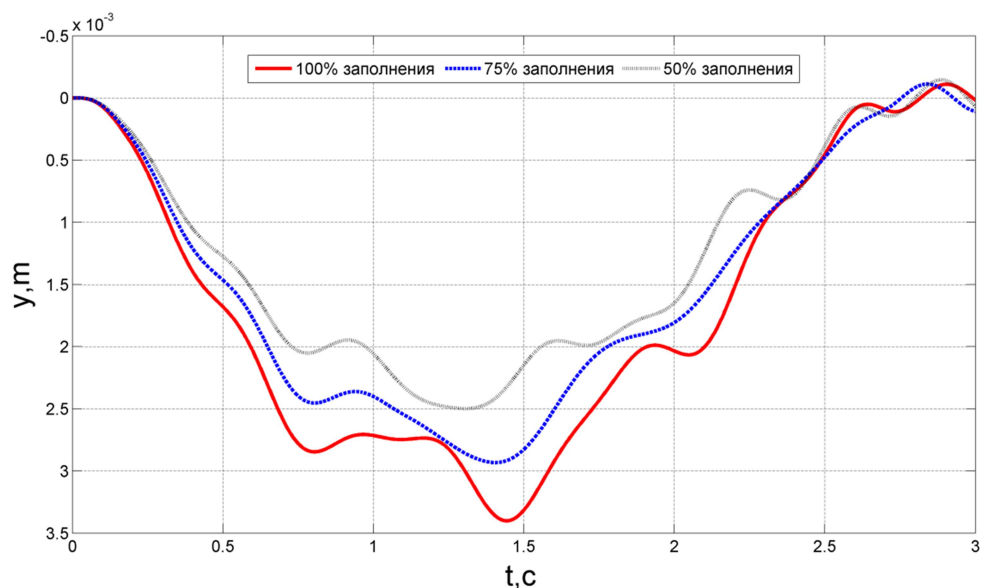


Рис. 3. Расчетные графики прогибов середины пролета при торможении автоцистерны с ускорением 3 м/с^2 при различных уровнях заполнения

Зависимости прогибов середины пролета балки Б4 при торможении автоцистерны с различными ускорениями и 75 % заполнении объединены на рис. 4.

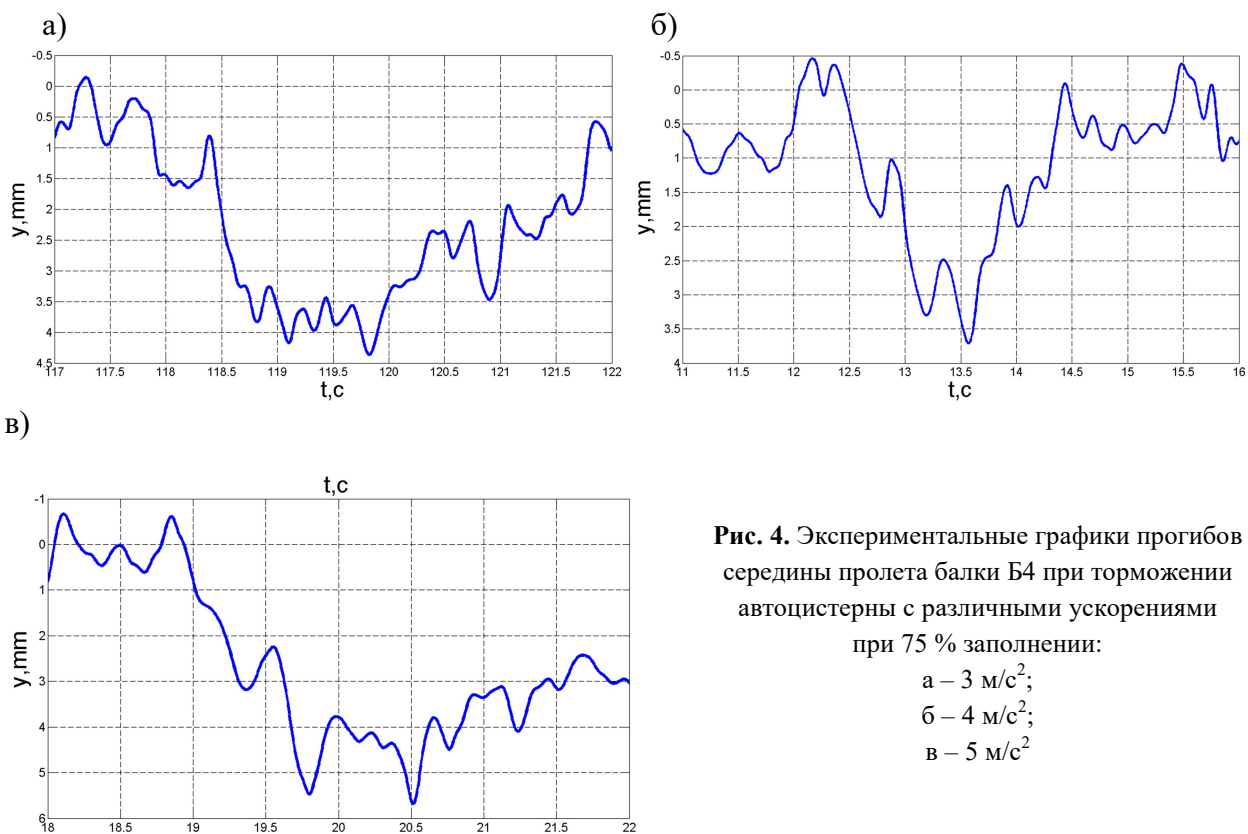


Рис. 4. Экспериментальные графики прогибов середины пролета балки Б4 при торможении автоцистерны с различными ускорениями при 75 % заполнении:
а – 3 м/с^2 ;
б – 4 м/с^2 ;
в – 5 м/с^2

Соответствующие расчетные графики представлены на рис. 5.

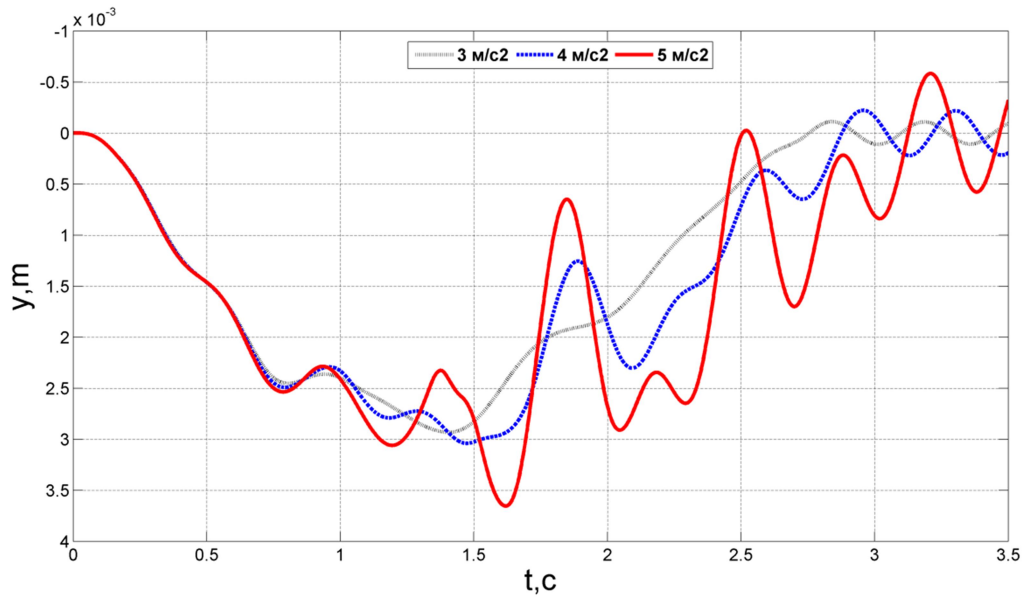


Рис. 5. Расчетные графики прогибов середины пролета при торможении автоцистерны с различными ускорениями при 75 % заполнении

Совпадение графиков рис. 2 – 5 по максимальным прогибам достаточно хорошее при 75 % заполнении, для остальных результатов его можно считать удовлетворительным.

При испытаниях для 50 % заполнения автоцистерны было достигнуто ускорение около 6 м/с^2 . Для этого случая на рис. 6 совмещены экспериментальная и расчетная диаграммы прогибов центрального сечения. Принимая во внимание основную цель исследования, то есть определение сверхнормативных воздействий на пролетные строения при переходных режимах движения, выполнено сравнение по максимальной величине прогиба. При таком подходе расхождение находится в пределах 10 % и результат можно считать удовлетворительным. Существенное различие в амплитудах колебаний можно объяснить рядом неучтенных факторов: рассеянием энергии в материале, трением в опорных частях и различных узлах, поглощением грунтового основания и т.д., точный учет которых затруднителен.

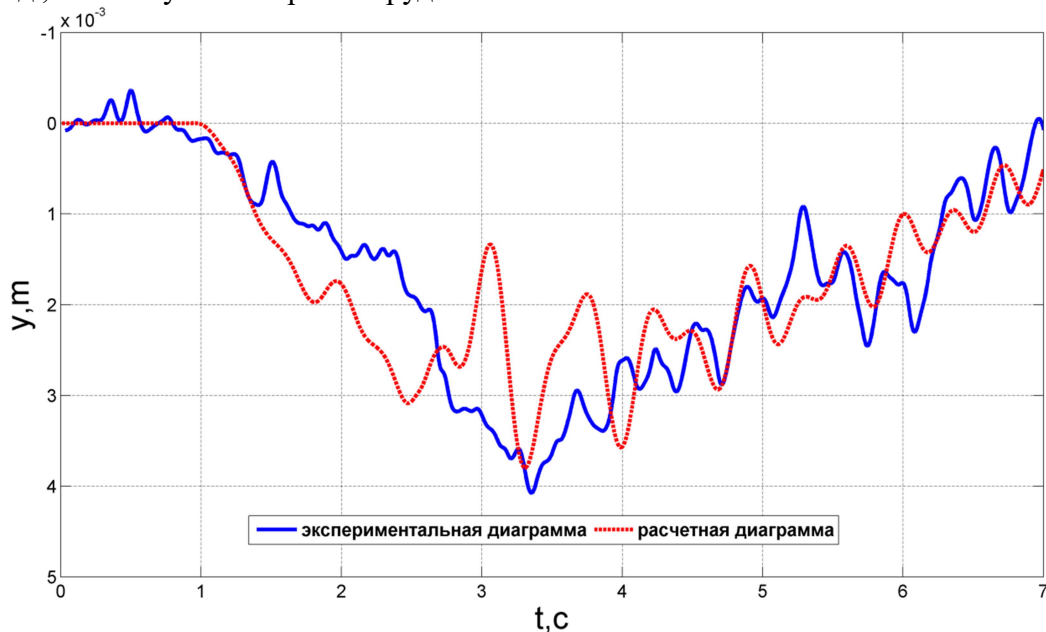


Рис. 6. Графики прогибов середины балки Б4 при торможении автоцистерны с ускорением 6 м/с^2 и 50 % заполнении. Сопоставление экспериментальных и теоретических результатов

Натурные измерения также подтвердили сделанный в предыдущих работах вывод о том, что с увеличением ускорения даже при снижении степени заполнения и общей массы автоцистерны прогибы продолжают расти, что обуславливается в том числе и появлением гидравлического удара. Это необходимо учитывать при теоретических расчетах и экспериментальных исследованиях.

Для сравнения ниже представлены графики прогибов моста, полученные при проезде автосамосвала Татра и МАЗ с прицепом массой около 25 и 30 т соответственно со скоростью около 70 км/ч (рис. 7).

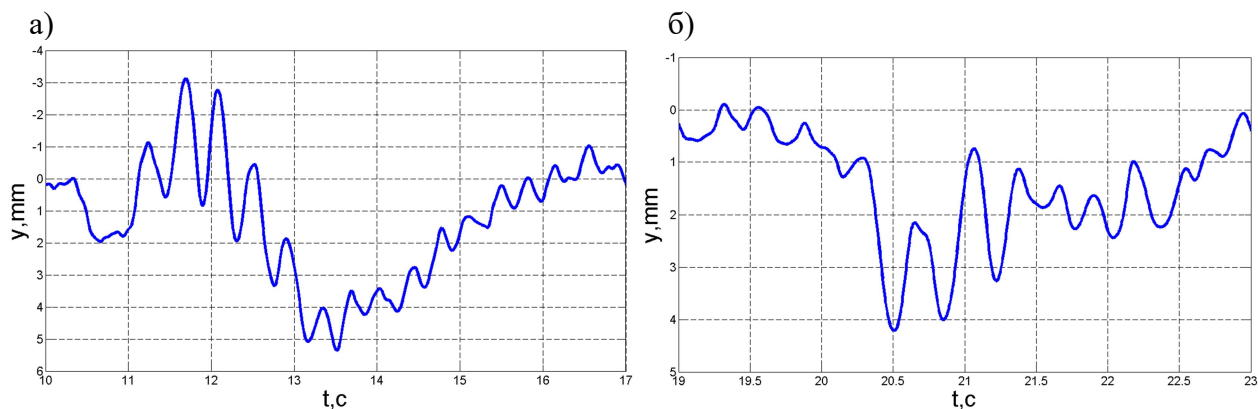


Рис. 7. Графики прогибов, полученные при равномерном движении со скоростью около 70 км/ч: а – автосамосвала Татра массой 25 т; б – МАЗ с прицепом общей массой 30 т

Как видно из графиков рис. 2, 4, 6 и 7, максимальные прогибы от этих более тяжелых транспортных средств в данном случае несколько ниже полученных от неравномерного движения рассматриваемой автоцистерны.

Заключение

Неравномерное движение существенно увеличивает нагрузку от транспортных средств на несущие конструкции. Особенно это касается таких экстремальных режимов воздействия, как экстренное торможение. В случае торможения автоцистерн возрастают и дополнительные динамические нагрузки, обусловленные спецификой жидкого груза, может проявляться гидравлический удар, в процессе колебаний меняется частота динамического воздействия. Разработанная методика расчета совместных колебаний балочных систем и транспортных средств с жидкими грузами при переходных режимах движения показала хорошее совпадение результатов вычислительных экспериментов с данными натурных испытаний и может быть использована при проектировании и экспертной оценке реальных транспортных сооружений.

Библиографический список

1. Гриднев, С.Ю. Использование механического аналога жидкости для моделирования колебаний автоцистерны при разгоне и торможении / С. Ю. Гриднев, А. Н. Будковой // Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура. – Вып. № 1 (21), 2011. – С. 98-106.
2. Гриднев, С. Ю. Совершенствование модели автоцистерны с использованием механического аналога жидкости для исследования переходных режимов движения / С. Ю. Грид-

- нев, А. Н. Будковой // Актуальные проблемы динамики и прочности материалов и конструкций: модели, методы, решения: Материалы II междунар. дистанционной науч.-техн. конф. – Самара, 2011. – С. 58-61.
3. Гриднев, С. Ю. Динамическое воздействие автоцистерн с отсеками на путь при учете гидроудара / С. Ю. Гриднев, А. Н. Будковой // Строительная механика и конструкции. –2012. – Вып. № 1 (4). – С. 116-121.
 4. Гриднев, С. Ю. Колебания балочных систем при переходных режимах движения одиночного автомобиля / С. Ю. Гриднев, А. Н. Будковой // Строительная механика и конструкции. –2013. – Вып. № 1 (6). – С. 84-91.
 5. Гриднев, С. Ю. Натурные измерения колебаний пролетного строения сталежелезобетонного моста при движении по нему автоцистерны в режиме торможения / С. Ю. Гриднев, А. Н. Будковой // Актуальные проблемы строительства и строительной индустрии : сб. материалов XI Международной научно-технической конференции. – Тула, 2010. - С. 16-18.

References

1. Gridnev, S.Yu. Application of mechanic analogue of liquid for stimulating the vibration of tank lorries during braking and acceleration./ S.Yu. Gridnev, A.N. Budkovoy // Construction and Architecture. – Issue. № 1 (21), 2011. – С. 98-106.
2. Gridnev, S.Yu. Improvement of tank lorry model with application of mechanical analog of liquid for research of Transient Travel / S.Yu.Gridnev, A. N. Budkovoy // Actual problems of dynamic and strength of materials and structures: models, techniques, decisions: Papers of the II International distance research conference. – Samara, 2011. – P. 58-61.
3. Gridnev, S.Yu, Dynamic effect of tank lorries with sections on the road with account of stress / S.Yu. Gridnev, A. N. Budkovoy // Structural Mechanics and Structures. –2012. – Issue № 1 (4). – P. 116-121.
4. Gridnev, S.Yu. Vibration of beam system during Transient Travel of a single vehicle/ S.Yu. Gridnev, A.N.. Budkovoy // Structural Mechanics and Structures. –2013. – Issue. № 1 (6). – P. 84-91.
5. Gridnev, S. Yu. Natural measurements of composite bridge span vibration during tank lorry travel on it in braking mode / S.Yu. Gridnev, A.N. Budkovoy // Actual problems of construction and construction branches: Collection of papers of XI International research conference. – Tula, 2010. - P. 16-18.

Ключевые слова: натурные измерения, колебания балочной системы, автоцистерна, эксплуатационный недолив, режим торможения.

Keywords: natural measurements, beam system, tank lorry, operation underfilling, braking mode.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 620.10:620.17

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук., проф. кафедры
строительной механики
А.Н. Синозерский
Ст. преподаватель кафедры
строительной механики
Р.А. Мухтаров
Россия, г. Воронеж, тел.: 8(473)271-52-30
e-mail: rinat19611 @rambler.ru*

*Voronezh State University
of Architecture and Civil Engineering
PhD of Tech. Science, Prof. of Department of
Structural Mechanics
A.N. Senozersky
Senior lecturer of Department
of Structural Mechanics
R.A. Muhtarov
Voronezh, Russia tel.: 8(473)2715230
e-mail: rinat19611 @rambler.ru*

А.Н. Синозерский, Р.А. Мухтаров

БАЗОВЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ И ЭКСТРЕМАЛЬНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ УСЛОВНЫХ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖИМАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА

Предлагаются: формула для определения характеристики увеличения призматического предела прочности при вычислении экстремальных напряжений условных предельных состояний внецентренно сжимаемых коротких призм квадратного поперечного сечения из мелкозернистого бетона, методика определения НДС и максимального усилия.

A.N. Sinozersky, R.A. Muhtarov

BASIC PERFORMANCES AND EXTREME STRENGTH OF CONDITIONAL LIMITING STATE OF ECCENTRIC-COMPRESSED MEMBERS FROM FINE CONCRETE

There is proposed the formula to determine the data and calculation of extreme stresses of limiting state of eccentric-compressed short prisms of square profile from fine concrete and there is suggested the technique of definition of deflected mode and maximal force

Введение

Рассматриваются короткие стержни квадратного поперечного сечения шириной b , высотой $h = b = 0,1$ м и длиной $l = 0,4$ м, что исключает влияние гибкости. Равнодействующая F внешних сил приложена в точке f с координатами $y_f, z_f = 0$ возрастает от нуля до разрушающей $\bar{F}_u(\theta, e)$ со скоростью

$$\dot{F} = F/t = \text{const} \text{ или } \dot{\theta} = F/b \cdot h \cdot t \cdot \dot{\sigma}_{1,00} \quad (1)$$

при времени t в секундах и $\dot{\sigma}_{1,00} = 1,00$ МПа \cdot с $^{-1}$.

Все компоненты тензора напряжений равны 0, кроме $\sigma_x = \sigma$, а сжимающие σ , деформации ε , усилия F и N берутся по модулю.

В опытах на центральные воздействия с $\dot{\theta}_1 = \dot{\theta}_s = 0,3923$ ($\dot{\sigma} = 392,3$ кПа \cdot с $^{-1}$), $\dot{\theta}_2 \cdot 10^3 = 39,23$, $\dot{\theta}_3 \cdot 10^3 = 3,923$ установлена зависимость [1]

$$\sigma(\dot{\theta}) = E \cdot \varepsilon - \alpha(\dot{\theta}) \cdot (\varepsilon)^{\beta(\dot{\theta})}, \quad (2)$$

где $E = 31390$ МПа – модуль упругости материала; $\dot{\theta}_1 = \dot{\theta}_s$ – стандартная скорость по [2]; $\alpha(\dot{\theta})$ и $\beta(\dot{\theta})$ – параметры при экстремальных напряжениях (призмennem пределе прочности) $\bar{\sigma}_u(\dot{\theta})$ и деформациях $\bar{\varepsilon}_u(\dot{\theta})$ по табл.1.

Таблица 1

j	$\dot{\theta}_s \cdot 10^3$	$\bar{\sigma}_u(\dot{\theta}_j)$, МПа	$\bar{\varepsilon}_u(\dot{\theta}_j)$ $\cdot 10^6$	Параметры		$e = \frac{y_f}{h}$	$\tilde{r}_B(\dot{\theta}_j, e)$	$\varepsilon_{\tilde{r}_B}(\dot{\theta}_j, e)$ $\cdot 10^6$	Усилия, кН	
				$\alpha(\dot{\theta}_j)$	$\beta(\dot{\theta}_j)$				$\tilde{N}_B(\dot{\theta}_j, e)$	$\bar{F}_u(\dot{\theta}_j, e)$ $\pm \Delta \bar{F}_u$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	392,3	26,09	1600	15885000	2,08100	0,050	1,1952	1912,3	222,2	236,3 \pm 17,7
						0,100	1,2375	2012,0	193,4	207,9 \pm 14,7
						0,105*	1,2622	2019,6	191,0	-
						0,150	1,2958	2073,3	171,1	185,3 \pm 13,7
2	39,23	25,51	1824	2764700	1,80356	0,050	1,2092	2205,6	217,7	234,4 \pm 18,6
						0,100	1,2757	2326,9	190,2	207,9 \pm 10,8
						0,105*	1,2807	2336,0	187,8	-
						0,150	1,3163	2400,9	168,9	180,4 \pm 10,8
3	3,923	23,64	2045	733160	1,58900	0,045	1,2127	2480,0	205,1	222,6 \pm 15,7
						0,090	1,2818	2621,3	181,6	204,0 \pm 13,7
						0,105*	1,2985	2655,4	175,0	-
						0,135	1,3247	2709,4	183,2	186,3 \pm 7,8

Примечания: * – опорный относительный эксцентриситет $e_0 = 0,105$;

$\bar{F}_u(\dot{\theta}_j, e)$ – средние опытные разрушающие нагрузки при доверительных погрешностях $\text{тах} \pm \Delta \bar{F}_u$ с вероятностью 0,95.

Приняв функцию (2) для исследования внецентренного состояния, по методике [1] определялись коэффициенты $\tilde{r}_B(\dot{\theta}, e)$ увеличения наибольшей деформации в сечении от $\bar{\varepsilon}_u(\dot{\theta})$ до

$$\varepsilon_{\tilde{r}_B}(\dot{\theta}, e) = \bar{\varepsilon}_u(\dot{\theta}) \cdot \tilde{r}_B(\dot{\theta}, e), \quad (3)$$

соответствующей максимальной равнодействующей $\tilde{N}_B(\dot{\theta}, e)$ внутренних сил.

Называемые базовыми показателями $\tilde{r}_B(\dot{\theta}_j, e)$, $\varepsilon_{\tilde{r}_B}(\dot{\theta}_j, e)$ и $\tilde{N}_B(\dot{\theta}_j, e)$ приведены в табл. 1. Усилия $\tilde{N}_B(\dot{\theta}_j, e)$ составляют только 0,94...0,88 от экстремальных $\bar{F}_u(\dot{\theta}_j, e)$. С помощью установленной при центральном сжатии зависимости (2) определить разрушающую нагрузку нельзя.

Оценка предельных состояний внецентренно сжимаемых стержней

Предложены [3]:

функция
$$\tilde{\sigma} = E \cdot \varepsilon - \alpha_\eta(\dot{\theta}, e) \cdot (\varepsilon)^{\beta_\eta(\dot{\theta})} \quad (4)$$

с экстремальными

напряжением
$$\tilde{\sigma}_\eta(\dot{\theta}, e) = \bar{\sigma}_u(\dot{\theta}) \cdot \tilde{k}_\eta(\dot{\theta}, e), \quad (5)$$

деформацией
$$\tilde{\varepsilon}_\eta(\dot{\theta}, e) = \bar{\varepsilon}_u(\dot{\theta}) \cdot \tilde{k}_\eta(\dot{\theta}, e); \quad (6)$$

параметрами
$$\alpha_\eta(\dot{\theta}, e) = \frac{E}{\beta(\dot{\theta}) \cdot [\varepsilon_\eta(\dot{\theta}, e)]^{\beta(\dot{\theta})-1}}, \quad (7)$$

$$\beta_{\eta}(\dot{\theta}, e) = \beta_{\eta}(\dot{\theta}); \quad (8)$$

характеристикой

$$k_{\eta}(\dot{\theta}, e) \geq 1;$$

$$\text{зависимость} \quad \tilde{\varepsilon}(\dot{\theta}, e) = \tilde{B}_u(\dot{\theta}, e) \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \tilde{\varepsilon}_{r_u}(\dot{\theta}, e) \quad (9)$$

при коэффициенте $r_u(\dot{\theta}, e)$ увеличения наибольшей деформации в сечении от $\varepsilon_{\eta}(\dot{\theta}, e)$ до

$$\tilde{\varepsilon}_{r_u}(\dot{\theta}, e) = \varepsilon_{\eta}(\dot{\theta}, e) \cdot \tilde{r}_u(\dot{\theta}, e), \quad (10)$$

парамetre $\tilde{B}_u(\dot{\theta}, e)$, м⁻¹ эпюры деформации $\varepsilon(\dot{\theta}, e)$,
координате y точки.

$$\text{Максимальная равнодействующая внутренних сил } \tilde{N}_{\eta}(\dot{\theta}, e) = \tilde{F}_u(\dot{\theta}, e) \quad (11)$$

Определение показателей $r_u(\dot{\theta}, e)$, $\varepsilon_{r_u}(\dot{\theta}, e)$, $B_u(\dot{\theta}, e)$, $N_{\eta}(\dot{\theta}, e)$ проводим численными способами.

В приближении $p = 0$ назначаем $\sigma_{\eta 0}(\dot{\theta}, e) > \bar{\sigma}_u(\dot{\theta})$ и вычисляем:

$$\text{- характеристику } k_{\eta 0}(\dot{\theta}, e) = \sigma_{\eta 0}(\dot{\theta}, e) / \bar{\sigma}_u(\dot{\theta}); \quad (12)$$

- деформацию $\varepsilon_{\eta 0}(\dot{\theta}, e)$ по (6);

- параметры (7) и (8);

- показатели $r_{u0}(\dot{\theta}, e)$, (10) и $B_{u0}(\dot{\theta}, e)$, $N_{\eta 0}(\dot{\theta}, e)$ подобно базовым в [1];

$$\text{- отклонение } \delta_{\eta 0} = N_{\eta 0}(\dot{\theta}, e) - \bar{F}_u(\dot{\theta}, e) \quad (13)$$

Задаваясь $\sigma_{\eta 1}$, повторяем расчёт, получая $k_{\eta 1}(\dot{\theta}, e), \dots, N_{\eta 1}(\dot{\theta}, e)$ и

$$\delta_{\eta 1} = N_{\eta 1}(\dot{\theta}, e) - \bar{F}_u(\dot{\theta}, e).$$

В случае $\delta_{\eta 0} > 0$ и $\delta_{\eta 1} < 0$ методом хорд [4] уточняем напряжение

$$\delta_{\eta p+1} = \frac{\delta_{\eta 0} \cdot \delta_{\eta p} - \delta_{\eta p} \cdot \delta_{\eta 0}}{\delta_{\eta p} - \delta_{\eta 0}}, \quad (14)$$

где $p = 1, 2, 3, \dots$ - приближения $\sigma_{\eta}(\dot{\theta}, e)$.

$$\text{Расчёт заканчиваем при абсолютной величине } |\delta_{\eta p+1}| \leq 5 \cdot 10^{-3} \text{ кН}. \quad (15)$$

Принимая $\sigma_{\eta}(\dot{\theta}, e) = \sigma_{\eta p+1}$ с округлением до пяти значащих цифр, определяем окончательно показатели условного предельного состояния, а по формулам (9) и (4) – деформации $\varepsilon(\dot{\theta}, e)$ напряжения $\sigma(\dot{\theta}, e)$.

Результаты расчётов для скорости нагружения $\dot{\theta}_1 = \dot{\theta}_s$ из [3] представлены в табл. 2.

Таблица 2

$\dot{\theta}_1 \cdot 10^3$	e	$\tilde{\sigma}_{\eta}(\dot{\theta}_1, e)$ МПа	$\tilde{k}_{\eta}(\dot{\theta}_1, e)$ по (12)	$\tilde{\varepsilon}_{\eta}(\dot{\theta}_1, e) \cdot 10^6$ по (6)	Параметры		$\tilde{r}_u(\dot{\theta}_1, e)$	$\tilde{\varepsilon}_{r_u}(\dot{\theta}_1, e) \cdot 10^6$ по (10)	$\tilde{B}_u(\dot{\theta}_1, e) \cdot 10^2, \text{ м}^{-1}$	Усилия, кН	
					$\alpha_{\eta}(\dot{\theta}_1, e)$	$\beta_{\eta}(\dot{\theta}_1, e)$				$\tilde{N}_{\eta}(\dot{\theta}_1, e)$	$\tilde{F}_u(\dot{\theta}_1, e)$ по табл.1
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
392,3	0,050	27,740	1,0632	1701,1	14862800	2,08100	1,19343	2033,6	1,5824637	236,297	236,3
	0,100	28,035	1,0745	1719,2	14693700	2,08100	1,25785	2162,5	2,1176692	207,899	207,9
	0,150	28,242	1,0925	1732,0	14576400	2,08100	1,29615	2244,9	2,4660185	185,303	185,3

Для примера в табл. 3 приведены:

$$\text{- деформации } \tilde{\varepsilon}(\dot{\theta}_1, e = 0,050) = 1,5824637 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2033,6 \cdot 10^{-6}, \quad (16)$$

$$\text{- напряжения } \tilde{\sigma}(\dot{\theta}_1, e = 0,050) = 31390 \cdot \varepsilon - 14862800 \cdot (\varepsilon)^{2,081}, \quad (17)$$

а на рис. 1 построены эпюры ε и σ .

Таблица 3

$\dot{\theta}_1 \cdot 10^3$	e	Точки i	1	2	3	4	5	η
		Координаты y_i , м	-0,050	-0,025	0	0,025	0,05	0,02899*
1	2	3	4	5	6	7	8	9
392,3	0,050	$\tilde{\varepsilon}_i \cdot 10^6$ по (16)	451,14	846,75	1242,4	1638,0	2033,6	1701,1
		Напряжения $\tilde{\sigma}_i$, МПа по (17)	12,54	20,57	25,66	27,70	26,63	27,798

Примечание.

* - координата y_i определена из равенства $1701,1 \cdot 10^{-6} = 15824637 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,05) + 2033,6 \cdot 10^{-6}$.

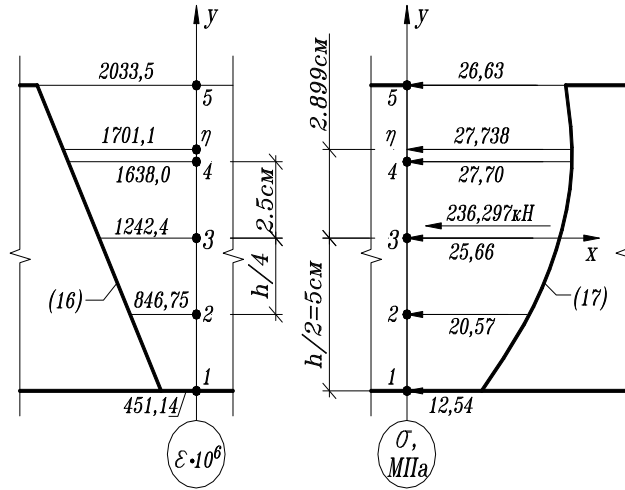


Рис. 1. Эпюры деформаций ε и напряжений σ

Базовые показатели и экстремальные напряжения $\sigma_\eta(\dot{\theta}_j, e)$

Представив характеристику (12) функцией

$$\tilde{K}_\eta(\dot{\theta}, e) = 1 + \tilde{\sigma}_\eta(\dot{\theta}) \cdot [\tilde{r}_B(\dot{\theta}, e) - 1]^{\tilde{b}_\eta(\dot{\theta})}, \quad (18)$$

получим напряжение

$$\tilde{\sigma}_\eta(\dot{\theta}, e) = \tilde{\sigma}_u(\dot{\theta}) \cdot \left\{ 1 + \tilde{a}_\eta(\dot{\theta}) \cdot [\tilde{r}_B(\dot{\theta}, e) - 1]^{\tilde{b}_\eta(\dot{\theta})} \right\}, \quad (19)$$

которое приводится к линейному уравнению

$$\tilde{Y} = \tilde{A}_\eta + \tilde{b}_\eta(\dot{\theta}) \cdot \tilde{X}, \quad (20)$$

где $\tilde{a}_\eta(\dot{\theta})$ и $\tilde{b}_\eta(\dot{\theta})$ – параметры;

$$\tilde{Y} = \ln \left[\frac{\tilde{\sigma}_\eta(\dot{\theta}, e)}{\tilde{\sigma}_u(\dot{\theta})} - 1 \right] = \ln [\tilde{K}_\eta(\dot{\theta}, e) - 1], \quad (21)$$

$$\tilde{A}_\eta = \ln \tilde{r}_\eta(\dot{\theta}), \quad (22)$$

$$\tilde{X} = \ln [\tilde{r}_B(\dot{\theta}, e) - 1]; \quad (23)$$

\ln – натуральный логарифм.

Для стандартной скорости нагружения $\dot{\theta}_s = \dot{\theta}_1 = 392,3 \cdot 10^{-3}$ по данным табл. 1 и табл. 2

$$\left. \begin{aligned} \tilde{Y} &= \ln(1,063 - 1) = -2,765 \text{ и } \tilde{X} = \ln(1,1952 - 1) = -1,634, \\ \tilde{Y} &= \ln(1,075 - 1) = -2,590 \text{ и } \tilde{X} = \ln(1,2575 - 1) = -1,357, \\ \tilde{Y} &= \ln(1,083 - 1) = -2,489 \text{ и } \tilde{X} = \ln(1,2958 - 1) = -1,218. \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

Построенные на рис. 2 точки с координатами \tilde{Y} , \tilde{X} по (24) располагаются вблизи прямой S .

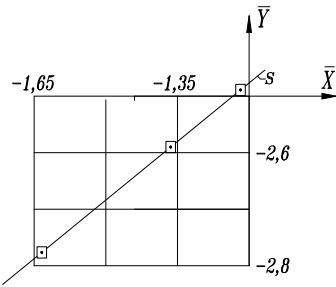


Рис.2. График расположения точек с координатами \bar{Y} и \bar{X}

Методом наименьших квадратов [4] получим систему

$$\left. \begin{aligned} \sum \bar{Y} &= \tilde{A}_\eta \cdot 3 + \tilde{b}_\eta(\dot{\theta}_s) \cdot \sum \bar{X} , \\ \sum \bar{Y} \cdot \bar{X} &= \tilde{A}_\eta \cdot \sum \bar{X} + \tilde{b}_\eta(\dot{\theta}_s) \cdot \sum \bar{X}^2 \end{aligned} \right\}$$

или

$$\left. \begin{aligned} -7,844 &= 3 \cdot \tilde{A}_\eta - 4,209 \cdot \tilde{b}_\eta(\dot{\theta}_s) , \\ 11,064 &= -4,209 \cdot \tilde{A}_\eta + 5,965 \cdot \tilde{b}_\eta(\dot{\theta}_s) . \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

Решая (25), будем иметь $\tilde{A}_\eta = -1,695$, $\tilde{b}_\eta(\dot{\theta}_s) = 0,656$, $\tilde{a}_\eta(\dot{\theta}_s) = 0,184$, при которых (18) и (19) примут вид

$$\tilde{K}_\eta(\dot{\theta}_s, e) = 1 + 0,184 \cdot [\tilde{r}_B(\dot{\theta}_s, e) - 1]^{0,656}$$

и

$$\tilde{\sigma}_\eta(\dot{\theta}_s, e) = \bar{\sigma}_u(\dot{\theta}) \cdot \tilde{K}_\eta(\dot{\theta}_s, e)$$

с

$$\tilde{K}_\eta(\dot{\theta}_s, 0,05) = 1 + 0,184 \cdot [1,1952 - 1]^{0,656} = 1,063,$$

$$\tilde{K}_\eta(\dot{\theta}_s, 0,10) = 1 + 0,184 \cdot [1,2575 - 1]^{0,656} = 1,076,$$

$$\tilde{K}_\eta(\dot{\theta}_s, 0,15) = 1 + 0,184 \cdot [1,2958 - 1]^{0,656} = 1,083$$

и

$$\tilde{\sigma}_\eta(\dot{\theta}_s, 0,05) = 26,09 \cdot 1,063 = 27,734 \text{ МПа},$$

$$\tilde{\sigma}_\eta(\dot{\theta}_s, 0,10) = 26,09 \cdot 1,076 = 28,073 \text{ МПа},$$

$$\tilde{\sigma}_\eta(\dot{\theta}_s, 0,15) = 26,09 \cdot 1,083 = 28,255 \text{ МПа}.$$

Экстремальные деформации найдём по (6)

$$\tilde{\varepsilon}_\eta(\dot{\theta}_s, 0,05) \cdot 10^6 = 1600 \cdot 1,063 = 1700,8 ,$$

$$\tilde{\varepsilon}_\eta(\dot{\theta}_s, 0,10) \cdot 10^6 = 1600 \cdot 1,076 = 1721,6 ,$$

$$\tilde{\varepsilon}_\eta(\dot{\theta}_s, 0,15) \cdot 10^6 = 1600 \cdot 1,083 = 1732,8.$$

Расхождения с данным табл. 2 о $\tilde{\sigma}_\eta(\dot{\theta}_s, e)$ и $\tilde{\varepsilon}_\eta(\dot{\theta}_s, e)$ несущественные (от -0,02 до 0,14 %). В дальнейшем предлагается определять характеристику (12) по формуле

$$\tilde{K}_\eta(\dot{\theta}, e) = 1 + \tilde{a}_\eta(\dot{\theta}) \cdot [\tilde{r}_B(\dot{\theta}, e) - 1]^{2/3}. \quad (26)$$

Расчёт НДС в предельном состоянии

Находим:

базовые показатели $\tilde{r}_B(\dot{\theta}, e)$ и $\tilde{N}_B(\dot{\theta}, e)$ при заданных $\dot{\theta}$ и e ,

$$\tilde{r}_B(\dot{\theta}, e_0) \text{ и } \tilde{N}_B(\dot{\theta}, e_0) \text{ для опорного эксцентриситета } e_0 = 0,105;$$

условные напряжения:

разрушающее

$$\tilde{\sigma}_u(\dot{\theta}, e_0) = 0,5 \cdot [\bar{\sigma}_u(\dot{\theta}) + \bar{\sigma}_u(\dot{\theta}_s)] \cdot (1 - 2 \cdot e_0) = 0,395 \cdot [\bar{\sigma}_u(\dot{\theta}) + \bar{\sigma}_u(\dot{\theta}_s)], \quad (27)$$

базовое

$$\tilde{\sigma}_B(\dot{\theta}, e_0) = \tilde{N}_B(\dot{\theta}, e_0) / b \cdot h; \quad (28)$$

опорную характеристику $\tilde{K}_\eta(\dot{\theta}, e_0) = \tilde{\sigma}_u(\dot{\theta}, e_0) / \tilde{\sigma}_B(\dot{\theta}, e_0);$ (29)

параметр $-\tilde{a}_\eta(\dot{\theta}) = [\tilde{K}_\eta(\dot{\theta}, e_0) - 1] / [\tilde{r}_B(\dot{\theta}, e) - 1]^{2/3},$ (30)

полученный после преобразований равенства (26) при $e = e_0$, $\tilde{K}_\eta(\dot{\theta}, e) = \tilde{K}_\eta(\dot{\theta}, e_0)$ и $\tilde{r}_B(\dot{\theta}, e) = \tilde{r}_B(\dot{\theta}, e_0);$

искомые – показатель (26), напряжение (5), деформацию (6) и параметры (7), (8);
условные характеристики - $\tilde{r}_\eta(\dot{\theta}, e)$, $\varepsilon_{r_\eta}(\dot{\theta}, e) = \bar{\varepsilon}_u(\dot{\theta}) \cdot r_\eta(\dot{\theta}, e)$, $B_\eta(\dot{\theta}, e)$ и максимальную равнодействующую $N_\eta(\dot{\theta}, e)$ в момент разрушения по [1] подобно базовым $\tilde{r}_B(\dot{\theta}, e)$, $\varepsilon_{\tilde{r}_B}(\dot{\theta}, e)$, $\tilde{B}_B(\dot{\theta}, e)$ и $\tilde{N}_B(\dot{\theta}, e);$

деформации - $\varepsilon(\dot{\theta}, e) = B_\eta(\dot{\theta}, e) \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_\eta}(\dot{\theta}, e)$ (31)

и напряжения - $\sigma(\dot{\theta}, e) = E \cdot \varepsilon(\dot{\theta}, e) - \alpha_\eta(\dot{\theta}, e) \cdot [\varepsilon(\dot{\theta}, e)]^{\beta_\eta(\dot{\theta}, e)}$. (32)

Примеры

Сведения о базовых состояниях представлены в табл. 1.

Вычисляем:

условные разрушающие (27) и базовые (28) напряжения

$$\bar{\sigma}_u(\dot{\theta}_1, e_0) = 0,395 \cdot (26,09 + 26,09) = 20,61 \text{ МПа,}$$

$$\bar{\sigma}_u(\dot{\theta}_2, e_0) = 0,395 \cdot (25,51 + 26,09) = 20,38 \text{ МПа,}$$

$$\bar{\sigma}_u(\dot{\theta}_3, e_0) = 0,395 \cdot (23,64 + 26,09) = 19,64 \text{ МПа,}$$

и $\tilde{\sigma}_B(\dot{\theta}_1, e_0) = 191,0 \cdot 10^{-3} / 0,1 \cdot 0,1 = 19,10 \text{ МПа,}$

$$\tilde{\sigma}_B(\dot{\theta}_2, e_0) = 187,9 \cdot 10^{-3} / 0,1 \cdot 0,1 = 18,78 \text{ МПа,}$$

$$\tilde{\sigma}_B(\dot{\theta}_3, e_0) = 175,0 \cdot 10^{-3} / 0,1 \cdot 0,1 = 17,50 \text{ МПа;}$$

Опорные характеристики (29) - $K_\eta(\dot{\theta}_1, e_0) = 20,61 / 19,10 = 1,079,$

$$K_\eta(\dot{\theta}_2, e_0) = 20,38 / 18,78 = 1,085,$$

$$K_\eta(\dot{\theta}_3, e_0) = 19,64 / 17,50 = 1,122;$$

параметры (30) - $a_\eta(\dot{\theta}_1) = (1,079 - 1) / (1,2622 - 1)^{2/3} = 0,193,$

$$a_\eta(\dot{\theta}_2) = (1,085 - 1) / (1,2807 - 1)^{2/3} = 0,198,$$

$$a_\eta(\dot{\theta}_3) = (1,122 - 1) / (1,2985 - 1)^{2/3} = 0,273.$$

Записываем функции (26):

$$\left. \begin{aligned} K_\eta(\dot{\theta}_1, e) &= 1 + 0,193 \cdot [\tilde{r}_B(\dot{\theta}_1, e) - 1]^{2/3}, \\ K_\eta(\dot{\theta}_2, e) &= 1 + 0,198 \cdot [\tilde{r}_B(\dot{\theta}_2, e) - 1]^{2/3}, \\ K_\eta(\dot{\theta}_3, e) &= 1 + 0,273 \cdot [\tilde{r}_B(\dot{\theta}_3, e) - 1]^{2/3}. \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

Результаты дальнейших расчётов сведены в табл. 4

Таблица 4

j	$\dot{\theta}_j \cdot 10^3$	e	$\tilde{r}_B(\dot{\theta}_j, e)$ по табл.1	$K_\eta(\dot{\theta}_j, e)$, по (33)	$\sigma_\eta(\dot{\theta}_j, e)$, МПа по (5)	$\varepsilon_\eta(\dot{\theta}_j, e) \cdot$ 10^6 по (6)	Параметр		m	r_m	$\varepsilon_{r_m}(\dot{\theta}_j, e)$ $\cdot 10^6$	$B_m(\dot{\theta}_j, e) \cdot$ $10^2,$ M^{-1}	$N_m(\dot{\theta}_j, e)$
							$\alpha_\eta(\dot{\theta}_j, e)$, МПа	$\beta_\eta(\dot{\theta}_j, e)$					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	392,3	0,05	1,1952	1,065	27,786	1704,0	14835000	2,08100	3	1,15	1959,6	1,4883189	236,432
									4	1,20	2044,8	1,5949876	236,703
									5	1,25	2130,0	1,7055761	236,314
									η	1,19553	2037,2	1,5853014	236,707
		0,10	1,2575	1,078	28,125	1724,8	14642000	2,08100	4	1,20	2069,75	1,9989681	208,185
									5	1,25	2156,0	2,1073501	208,571
									6	1,30	2242,25	2,2178720	208,370
									η	1,25788	2169,6	2,1246358	208,578
		0,150	1,2958	1,086	28,334	1737,6	14525000	2,08100	5	1,25	2172,0	2,3716980	185,687
									6	1,30	2258,9	2,4826324	185,908
									7	1,35	2345,8	2,5949808	185,607
									η	1,29617	2252,2	2,4740279	185,910
2	39,23	0,05	1,2092	1,070	27,296	1951,7	2618300	1,80358	3	1,15	2244,5	1,7533890	232,609
									4	1,20	2342,05	1,8737342	232,992
									5	1,25	2439,6	1,9978461	232,816
									η	1,20926	2360,1	1,8964173	233,001
		0,10	1,2757	1,054	27,653	1977,2	2591100	1,80358	5	1,25	2471,5	2,4499084	206,118
									6	1,30	2570,35	2,5738637	206,125
									7	1,35	2669,2	2,6996333	205,648
									η	1,27572	2522,4	2,5135083	206,183
		0,150	1,3163	1,092	27,857	1991,8	2575900	1,80358	5	1,25	2489,8	2,7363508	184,074
									6	1,30	2589,35	2,8612441	184,437
									7	1,35	2688,9	2,9873745	184,360
									η	1,31625	2621,7	2,9020961	184,460

Окончание табл. 4

j	$\dot{\theta}_j \cdot 10^3$	e	$\tilde{r}_B(\dot{\theta}_j, e)$ по табл.1	$K_\eta(\dot{\theta}_j, e)$, по (33)	$\sigma_\eta(\dot{\theta}_j, e)$, МПа по (5)	$\varepsilon_\eta(\dot{\theta}_j, e) \cdot$ 10^6 по (6)	Параметр		m	r_m	$\varepsilon_{r_m}(\dot{\theta}_j, e)$ $\cdot 10^6$	$B_m(\dot{\theta}_j, e) \cdot$ $10^2,$ M^{-1}	$N_m(\dot{\theta}_j, e)$
							$\alpha_\eta(\dot{\theta}_j, e)$, МПа	$\beta_\eta(\dot{\theta}_j, e)$					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	3,923	0,045	1,2127	1,097	25,933	2243,4	694610	1,58300	3	1,15	2579,9	1,9998743	224,626
									4	1,20	2692,1	2,1372845	224,979
									5	1,25	2804,3	2,2786720	224,864
									η	1,21271	2720,6	2,1728167	224,994
		0,090	1,2818	1,117	26,406	2284,2	687330	1,58300	4	1,25	2855,3	2,7922662	202,757
									5	1,30	2969,5	2,9335005	202,813
									6	1,35	3083,7	3,0765221	202,460
									η	1,28185	2928,0	2,8819620	202,841
		0,135	1,3247	1,129	26,690	2308,8	683060	1,58300	5	1,25	2886,0	3,1110520	183,873
									6	1,30	3001,45	3,2532084	184,251
									7	1,35	3116,9	3,3965463	184,249
									η	1,32474	3058,6	3,3240456	184,297

Условные деформации (31)

$$\begin{aligned}\varepsilon(\dot{\theta}_1, 0,050) &= 1,5853014 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2037,2 \cdot 10^{-6}, \\ \varepsilon(\dot{\theta}_1, 0,100) &= 2,1246358 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2169,6 \cdot 10^{-6}, \\ \varepsilon(\dot{\theta}_1, 0,150) &= 2,4740279 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2252,2 \cdot 10^{-6}, \\ \varepsilon(\dot{\theta}_2, 0,050) &= 1,8964173 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2360,1 \cdot 10^{-6}, \\ \varepsilon(\dot{\theta}_2, 0,100) &= 2,5135083 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2522,4 \cdot 10^{-6}, \\ \varepsilon(\dot{\theta}_2, 0,150) &= 2,9020961 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2621,7 \cdot 10^{-6}, \\ \varepsilon(\dot{\theta}_3, 0,045) &= 2,1728167 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2720,6 \cdot 10^{-6}, \\ \varepsilon(\dot{\theta}_3, 0,090) &= 2,8819620 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2928,0 \cdot 10^{-6}, \\ \varepsilon(\dot{\theta}_3, 0,135) &= 3,3240456 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 3058,6 \cdot 10^{-6}\end{aligned}$$

и напряжения (32)

$$\begin{aligned}\sigma(\dot{\theta}_1, 0,050) &= 31390 \cdot \varepsilon(\dot{\theta}_1, 0,050) - 14835000 \cdot [\varepsilon(\dot{\theta}_1, 0,050)]^{2,08100}, \\ \sigma(\dot{\theta}_1, 0,100) &= 31390 \cdot \varepsilon(\dot{\theta}_1, 0,100) - 14642000 \cdot [\varepsilon(\dot{\theta}_1, 0,100)]^{2,08100}, \\ \sigma(\dot{\theta}_1, 0,150) &= 31390 \cdot \varepsilon(\dot{\theta}_1, 0,150) - 14525000 \cdot [\varepsilon(\dot{\theta}_1, 0,150)]^{2,08100}, \\ \sigma(\dot{\theta}_2, 0,050) &= 31390 \cdot \varepsilon(\dot{\theta}_2, 0,050) - 2618300 \cdot [\varepsilon(\dot{\theta}_2, 0,050)]^{1,80358}, \\ \sigma(\dot{\theta}_2, 0,100) &= 31390 \cdot \varepsilon(\dot{\theta}_2, 0,100) - 2591100 \cdot [\varepsilon(\dot{\theta}_2, 0,100)]^{1,80358}, \\ \sigma(\dot{\theta}_2, 0,150) &= 31390 \cdot \varepsilon(\dot{\theta}_2, 0,150) - 2575900 \cdot [\varepsilon(\dot{\theta}_2, 0,150)]^{1,80358}, \\ \sigma(\dot{\theta}_3, 0,045) &= 31390 \cdot \varepsilon(\dot{\theta}_3, 0,045) - 694610 \cdot [\varepsilon(\dot{\theta}_3, 0,045)]^{1,58300}, \\ \sigma(\dot{\theta}_3, 0,090) &= 31390 \cdot \varepsilon(\dot{\theta}_3, 0,090) - 687330 \cdot [\varepsilon(\dot{\theta}_3, 0,090)]^{1,58300}, \\ \sigma(\dot{\theta}_3, 0,135) &= 31390 \cdot \varepsilon(\dot{\theta}_3, 0,135) - 683060 \cdot [\varepsilon(\dot{\theta}_3, 0,135)]^{1,58300}\end{aligned}$$

приводим в табл. 5, а на рис. 3 изображаем эпюры $\varepsilon(\dot{\theta}_2, 0,100)$, $\sigma(\dot{\theta}_2, 0,100)$ и $\varepsilon(\dot{\theta}_3, 0,135)$, $\sigma(\dot{\theta}_3, 0,135)$

Таблица 5

j	$\dot{\theta}_j \cdot 10^3$	e	Точки i					η	
			Координаты y_i , м	1	2	3	4		5
1	392,3	0,050	$\varepsilon(\dot{\theta}_1, 0,050) \cdot 10^6$	451,90	848,22	1244,5	1640,9	2037,2	1704,0
			$\sigma(\dot{\theta}_1, 0,050)$, МПа	12,56	20,61	25,70	27,75	26,68	27,786
		0,100	$\varepsilon(\dot{\theta}_1, 0,100) \cdot 10^6$	44,96	576,12	1107,3	1638,4	2169,6	1724,8
			$\sigma(\dot{\theta}_1, 0,100)$, МПа	1,398	15,43	24,41	28,05	26,17	28,125
		0,150	$\varepsilon(\dot{\theta}_1, 0,150) \cdot 10^6$	-221,83	396,68	1015,2	1633,7	2252,2	1737,6
			$\sigma(\dot{\theta}_1, 0,150)$, МПа	-6,602	11,24	23,30	28,23	25,73	28,334
2	39,23	0,050	$\varepsilon(\dot{\theta}_2, 0,050) \cdot 10^6$	463,68	937,79	1411,9	1886,0	2360,1	1951,7
			$\sigma(\dot{\theta}_2, 0,050)$, МПа	12,01	20,38	25,38	27,27	26,23	27,296
		0,100	$\varepsilon(\dot{\theta}_2, 0,100) \cdot 10^6$	8,892	637,27	1265,6	1894,0	2522,4	1977,8
			$\sigma(\dot{\theta}_2, 0,100)$, МПа	0,277	15,54	24,34	27,61	25,79	27,653
		0,150	$\varepsilon(\dot{\theta}_2, 0,150) \cdot 10^6$	-280,40	445,13	1170,7	1896,2	2621,7	1991,8
			$\sigma(\dot{\theta}_2, 0,150)$, МПа	-7,792	11,65	23,45	27,80	25,39	27,857

j	$\dot{\theta}_j \cdot 10^3$	e	Точки i		1	2	3	4	5	η
			Координаты y_i , м		-0,050	-0,025	0	0,025	0,05	*
3	3,923	0,045	$\varepsilon(\dot{\theta}_3, 0,045) \cdot 10^6$		547,78	1091,0	1634,2	2177,4	2720,6	2243,4
			$\sigma(\dot{\theta}_3, 0,045)$, МПа		12,42	20,04	24,36	25,92	25,03	25,934
		0,090	$\varepsilon(\dot{\theta}_3, 0,090) \cdot 10^6$		46,04	766,53	1487,0	2207,5	2928,0	2284,2
			$\sigma(\dot{\theta}_3, 0,090)$, МПа		1,351	16,02	23,72	26,38	24,81	26,407
		0,135	$\varepsilon(\dot{\theta}_3, 0,135) \cdot 10^6$		-265,45	565,57	1396,6	2227,6	3058,6	2308,9
			$\sigma(\dot{\theta}_3, 0,135)$, МПа		-6,84	12,81	23,18	26,66	24,55	26,691

Примечания: $\varepsilon < 0$ и $\sigma < 0$ – растягивающие;

* - координаты y_η определялись из равенства $\varepsilon_\eta(\dot{\theta}_j, e) = B_\eta(\dot{\theta}_j, e) \cdot (y_\eta - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{\tau_\eta}(\dot{\theta}_j, e)$; относительные отклонения $\varepsilon(\dot{\theta}_1, 0,05)$ и $\sigma(\dot{\theta}_1, 0,05)$ от $\tilde{\varepsilon}(\dot{\theta}_1, 0,05)$ и $\tilde{\sigma}(\dot{\theta}_1, 0,05)$ табл. 3 менее 0,19 %.

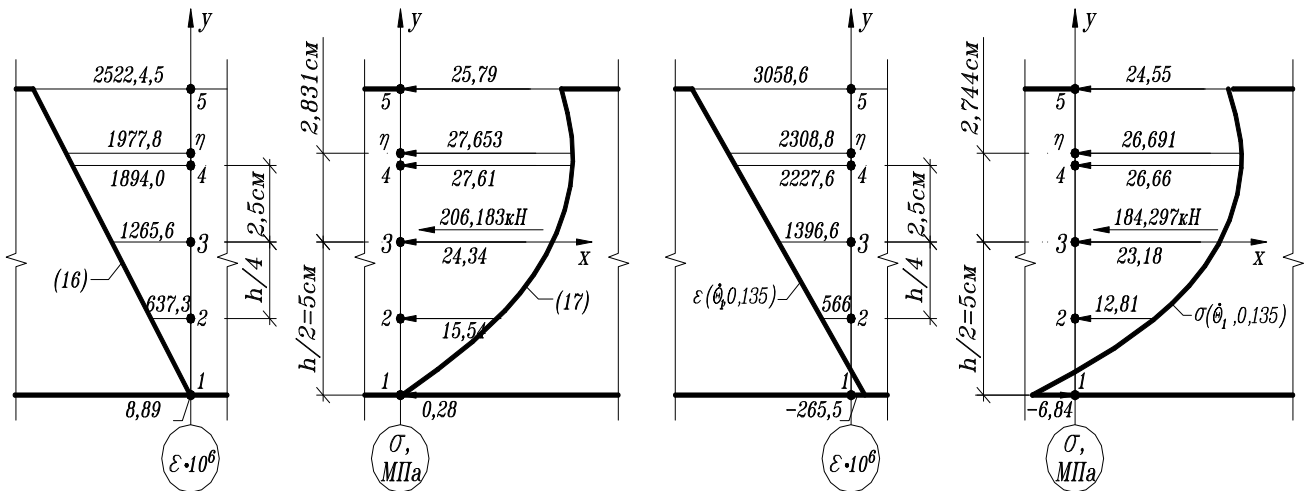


Рис. 3. Эпюры $\varepsilon(\dot{\theta}_2, 0,100)$, $\sigma(\dot{\theta}_2, 0,100)$ и $\varepsilon(\dot{\theta}_3, 0,135)$, $\sigma(\dot{\theta}_3, 0,135)$

В табл. 6 выполнено сравнение расчётных усилий $N_\eta(\dot{\theta}_j, e)$ с средними опытными разрушающими нагрузками $\bar{F}_u(\dot{\theta}_j, e)$ при доверительных погрешностях $\pm \Delta \bar{F}_u$ для вероятности 0,95.

Таблица 6

j	$\dot{\theta}_j \cdot 10^3$	e	Усилия, кН		Отклонения		
			$N_\eta(\dot{\theta}_j, e)$	$\bar{F}_u(\dot{\theta}_j, e) \pm \Delta \bar{F}_u$	$\Delta \eta = N_\eta - \bar{F}_u$, кН	$\delta \eta = \frac{N_\eta - \bar{F}_u}{\bar{F}_u} \cdot 100\%$	$(\Delta \eta)^2$, кН ²
1	2	3	4	5	6	7	8
1	392,3	0,050	236,7	236,3±17,7	0,4	0,17	0,16
		0,100	208,6	207,9±14,7	0,7	0,34	0,49
		0,150	185,9	185,3±13,7	0,6	0,32	0,36
2	39,23	0,050	233,0	234,4±18,6	-1,4	-0,60	1,96
		0,100	206,2	207,9±10,8	-1,7	-0,82	2,89
		0,150	184,5	180,4±10,8	4,1	2,27	16,81
3	3,923	0,045	225,0	222,6±15,7	2,4	1,07	5,76
		0,090	202,8	204,0±13,7	-1,2	-0,39	1,44
		0,135	184,3	186,3±7,8	-2,0	-1,07	4,00
Σ=					8,2-6,3=1,9	Σ=	33,87

Выводы

Предложено вычислять экстремальные напряжения условных предельных состояний внецентренно сжимаемых коротких призм из мелкозернистого бетона по формуле (19) для зависимости

$$\sigma(\dot{\theta}_j, e) = E \cdot \varepsilon(\dot{\theta}_j, e) - \alpha_\eta(\dot{\theta}_j, e) \cdot [\varepsilon(\dot{\theta}_j, e)]^{\beta_\eta(\dot{\theta}_j, e)} \quad (32)$$

$$\varepsilon(\dot{\theta}_j, e) = B_\eta(\dot{\theta}_j, e) \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_\eta}(\dot{\theta}_j, e). \quad (31)$$

Параметр $\alpha_\eta(\dot{\theta}_j)$ находят по результатам расчёта при назначенной скорости нагружения $\dot{\theta}_j$ и опорном эксцентриситете $e_0 = 0,105$.

Апробирована методика определения НДС и максимального усилия $N_\eta(\dot{\theta}_j, e)$, соответствующих функции (32).

Установленные $N_\eta(\dot{\theta}_j, e)$ в границах доверительных интервалов $|\bar{F}_u(\dot{\theta}_j, e) - \Delta\bar{F}_u, \bar{F}_u(\dot{\theta}_j, e) + \Delta\bar{F}_u|$ средних опытных разрушающих нагрузок $\bar{F}_u(\dot{\theta}_j, e)$.

Библиографический список.

1. Синозерский, А.Н. Определение базовых усилий и напряжённно-деформированного состояния призм из мелкозернистого бетона при внецентренном сжатии / А.Н. Синозерский, Р.А. Мухтаров // Строительная механика и конструкции. – Воронеж, 2012. – Вып. №1 (4). – С.72-83.
2. ГОСТ 10180-90. Методы определения прочности по контрольным образцам / Госстрой СССР. – М., 1990. – С.8-9.
3. Синозерский, А.Н. Показатели условного предельного состояния при внецентренном сжатии призм из мелкозернистого бетона/ А.Н. Синозерский, Р.А. Мухтаров// Строительная механика и конструкции. - Воронеж, 2013. – Вып.№2(7). – С. 84-106.
4. Лапчик, М.П. Численные методы : учеб. пособие для вузов / М.П. Лапчик, М.И. Рагулина, Е.К. Хеннер; под ред. М.П. Лапчика. – М.: Изд. Центр «Академия», 2004. - 384с.

References

1. Sinozyorsky, A.N. Definition of base forces and deflected mode of prisms from fine concrete under eccentric- compression / A.N. Sinozyorsky, R.A. Muhtarov // Structural Mechanics and Structures. – Voronezh, 2012. - Issue. №1(4). – P. 72-83.
2. State standard specification 10180-90. Techniques of definition of strength according to test models / Gosstroj of USSR. – M.: 1990. – P.8-9.
3. Sinozyorsky, A.N. Characteristics of conditional limiting state under eccentric- compression of prisms from fine concrete/ A.N. Sinozyorsky, R.A. Muhtarov // Structural Mechanics and Structures. – Voronezh, 2013. – Issue №2(7). – P. 84-106.
4. Lapchic, M.P. Numerical methods : textbook for institutes / M.P. Lapchic, M.I.Ragulina, E.K. Henner; under edit M.P. Lapchic. – M.: Issue. Center «Academiya», 2004. – 384 p.

Ключевые слова: внецентренное сжатие, мелкозернистый бетон.

Keywords: eccentric-compression, fine concrete.

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительных конструкций, оснований
и фундаментов им. проф. Ю.М. Борисова
(СКОиФ)*

*А.Э. Поликутин
Заведующий лабораторией кафедры СКОиФ
И.А. Константинов*

*Канд. техн. наук, зам. начальника
Департамента науки и международного
сотрудничества, Центральный
строительный университет (Вьетнам),
З.Ф. Нгуен*

Аспирант кафедры СКОиФ

З.Х. Чьонг

Россия, г. Воронеж, тел.: 89507748742

e-mail: dunghiep371986@gmail.com

*Voronezh State University of Architecture and
Civil Engineering*

*Ph. D. of Tech. Sc., Associate, Prof. of Depart-
ment of Building Structures, Bases and Founda-
tions*

A.E. Polikutin

*Head of the laboratory of the Department of
Building Structures, Bases and Foundations*

I.A. Konstantinov

*Ph. D. of Tech. Sc., Deputy Chief of Department
of Science and International Cooperation of the
Central University of Civil Engineering (Vi-
etnam)*

D.P. Nguyen

*Postgraduate of Department of Building Struc-
ture, Bases and Foundations*

D.H. Truong

Russia, Voronezh, , tel.: 8 9507748742

e-mail: dunghiep371986@gmail.com

А.Э. Поликутин, И.А. Константинов, З.Ф. Нгуен, З.Х. Чьонг

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ДВУХСЛОЙНЫХ КАУТОНО-БЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ВЕЛИЧИНЫ ОТНОСИТЕЛЬНОГО ПРОЛЕТА СРЕЗА

Приведены результаты экспериментальных исследований прочности наклонных сечений каутоно-бетонных изгибаемых элементов и результаты сравнения с балками из других материалов.

A.E. Polikutin, I.A. Konstantinov, D.P. Nguyen, H.D. Truong

THE RESEARCH OF TWO-LAYER CONCRETE-CAUTION FLEXIBLE MEMBERS WHILE CHANGING THE SIZE OF RELATIVE CROSS SECTION SPAN

The experimental research results of strength of oblique sections of caution-concrete flexural members and the comparison with beams from other materials are presented in the article.

Одной из задач строительной науки является разработка прогрессивных материалов и несущих конструкций на их основе. Одним из таких материалов может служить разработанный в Воронежском ГАСУ каучуковый бетон, или сокращенно каутон [14]. Каутон обладает благоприятными физико-механическими характеристиками и высокой, практически универсальной химической стойкостью [19]. Исследованию каутона как строительного материала посвящены работы [7, 11, 12]. Исследованию строительных конструкций, выполненных из каутона, посвящены работы [1, 6]. С целью повышения эффективности каутона, при применении его в строительных конструкциях, без значительного снижения эксплуатационных показателей при одновременном снижении стоимости конструкций в Воронежском ГАСУ были разработаны и исследованы слоистые изгибаемые каутоно-бетонные элементы.

Такие элементы состоят из "обычного" цементного конструкционного тяжелого бетона, расположенного в сжатой зоне, и каутона, расположенного в растянутой зоне. Двухслойные каутоно-бетонные изгибаемые конструкции эффективно используют наиболее ценные свойства и преимущества каждого из материалов. Бетон хорошо сопротивляется сжатию, каутон же имеет высокую прочность как на сжатие, так и на растяжение.

Одной из предпосылок создания двухслойных каутоно-бетонных конструкций является более высокое отношение прочности на растяжение (растянутой зоны – каутона) к прочности на сжатие (сжатой зоны – бетона): $R_{kt}/R_b=0.5...1$ по сравнению с однослойными железобетонными ($R_{bt}/R_b=0,05...0,09$) или каутоновыми конструкциями ($R_{kt}/R_k=0,1...0,15$).

Кроме того, слой из каутона изолирует арматуру от агрессивного воздействия среды.

Исследованию сопротивления нормальных сечений двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов посвящена работа [10]. Однако проектирование таких элементов невозможно без изучения сопротивления наклонных сечений и, в частности, их прочности.

С целью исследования прочности двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов нами были изготовлены образцы-балки размером $60 \times 120 \times 1400$ мм. В качестве продольной растянутой арматуры, расположенной в слое каутона, применяли 2 стержня диаметром 12 мм класса АIII (процент армирования равен 4,71 %). В качестве продольной сжатой арматуры, расположенной в слое бетона, применяли 1 стержень диаметром 12 мм класса АIII. В качестве поперечной – арматурную проволоку класса Вр-I диаметром 5 мм с шагом в зоне действия поперечных сил 5 см (рис. 1).

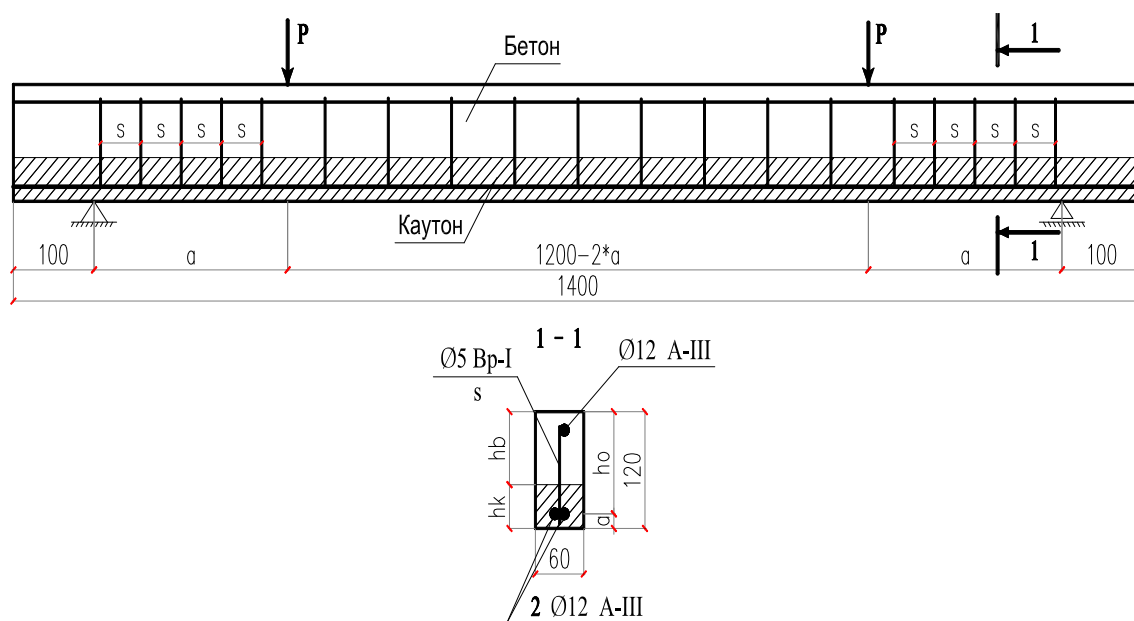


Рис. 1. Схема армирования образцов

Толщины слоев каутона и бетона были назначены после анализа результатов исследования, приведенных в работе [10], по таким параметрам эффективности каутоно-бетонных элементов, как прочность, трещиностойкость нормальных сечений, деформативность элементов и их стоимость. При этом толщина слоя каутона составила 45 мм, бетона – 75 мм.

Загружение балок проводили двумя равными сосредоточенными силами (рис. 1), последовательно возрастающими вплоть до разрушения. Максимальное значение усилия в момент разрушения балки принимали за величину разрушающей нагрузки.

Испытания проводили в Центре коллективного пользования (ЦКП) Воронежского ГАСУ. Общие виды балки в прессе до испытания и в процессе нагружения представлены на рис. 2, 3 соответственно.

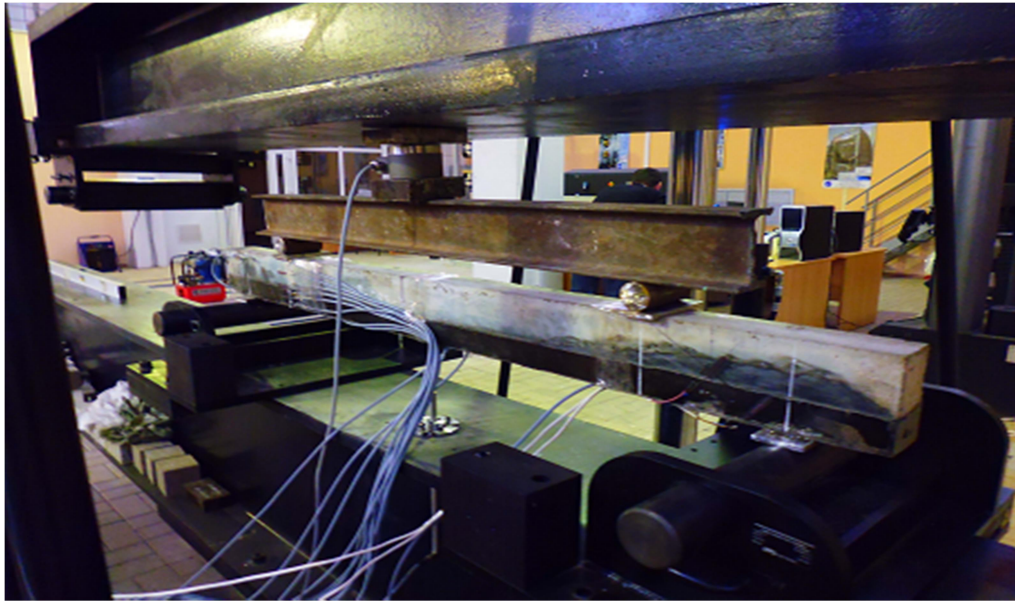


Рис. 2. Общий вид балки в прессе до испытания

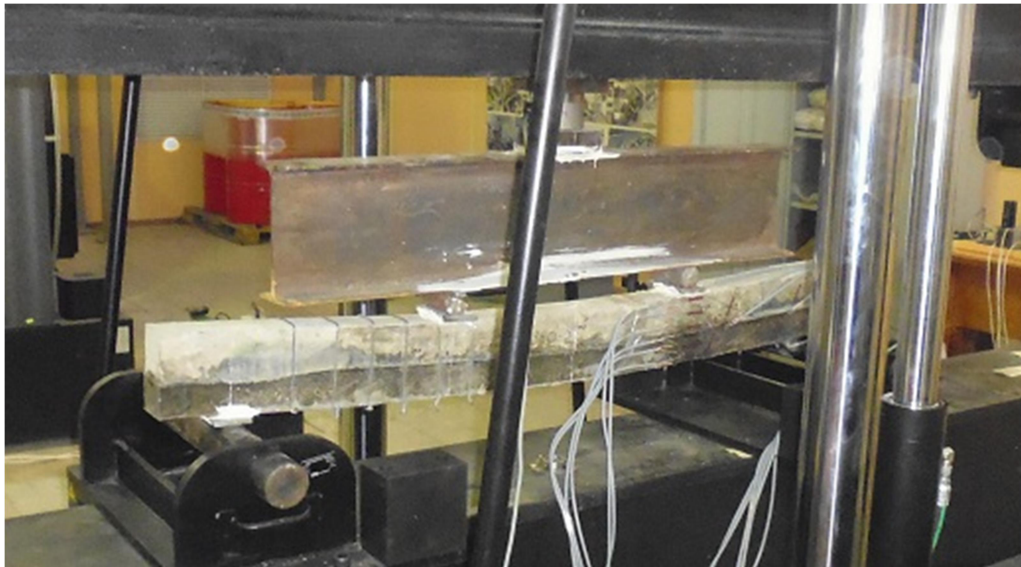


Рис. 3. Общий вид балки в прессе в момент испытания

Варьируемым параметром балок в ходе исследования являлась величина пролета среза " a " (расстояние между опорой и грузом). Относительная величина пролета среза (a/h_0) составляла следующие значения: 1; 1,5; 2; 2,5 и 3 (рис. 4). Минимальное значение принимали исходя из того, что при значении относительного пролета среза меньше 1 имеют место короткие балки (консоли), балки-стенки и пр. (что не является областью данных исследований). Максимальное значение принимали исходя из того, что при значении относительного пролета среза больше 3 происходит разрушение каутоно-бетонных балок по нормальным сечениям (установлено по результатам предварительных испытаний).

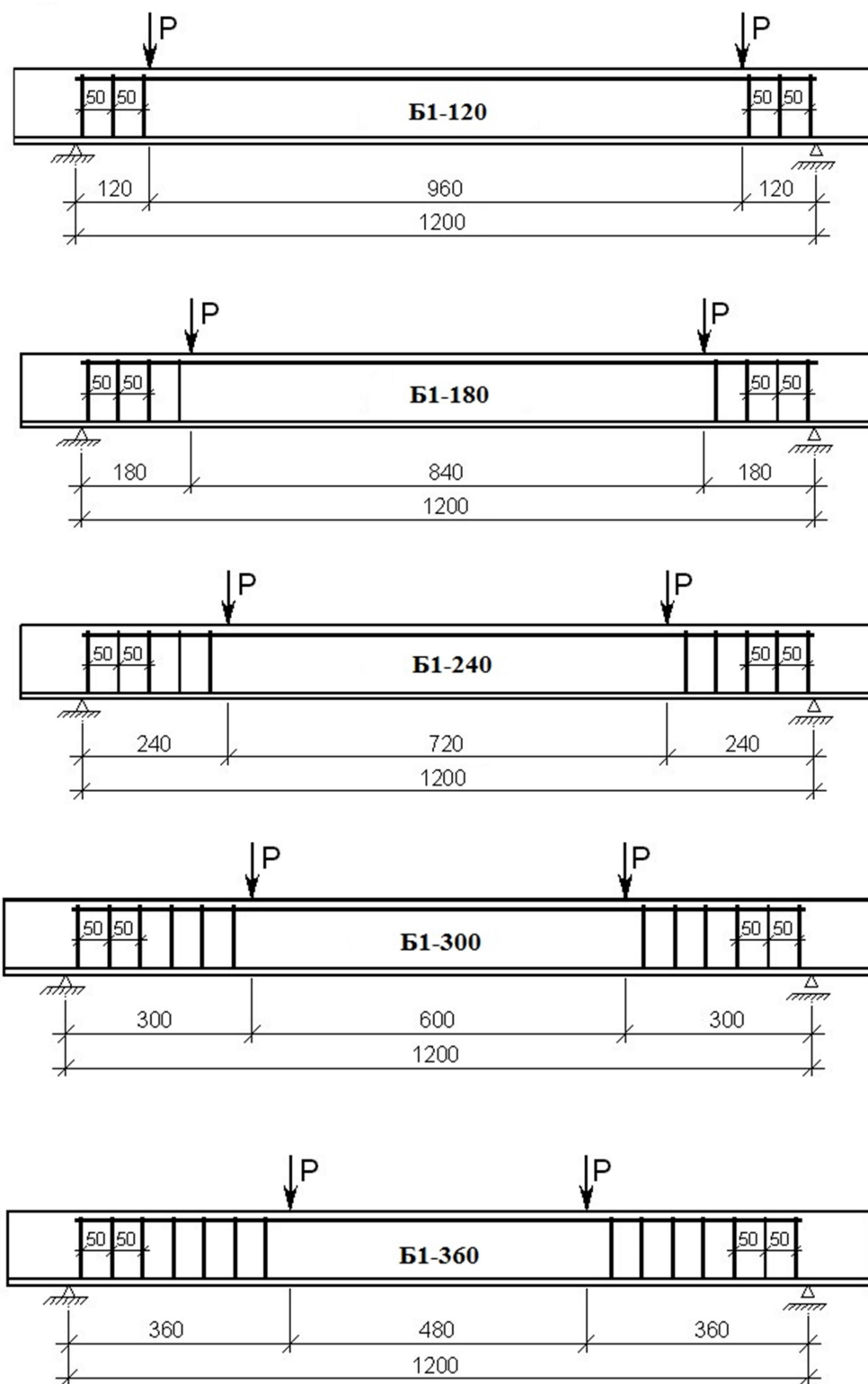


Рис. 4. Схема загрузки балок с различными значениями пролета среза

По результатам испытаний серии каутоно-бетонных балок получено изменение величины поперечной силы при разрушении в зависимости от значения относительного пролета среза (рис. 5).

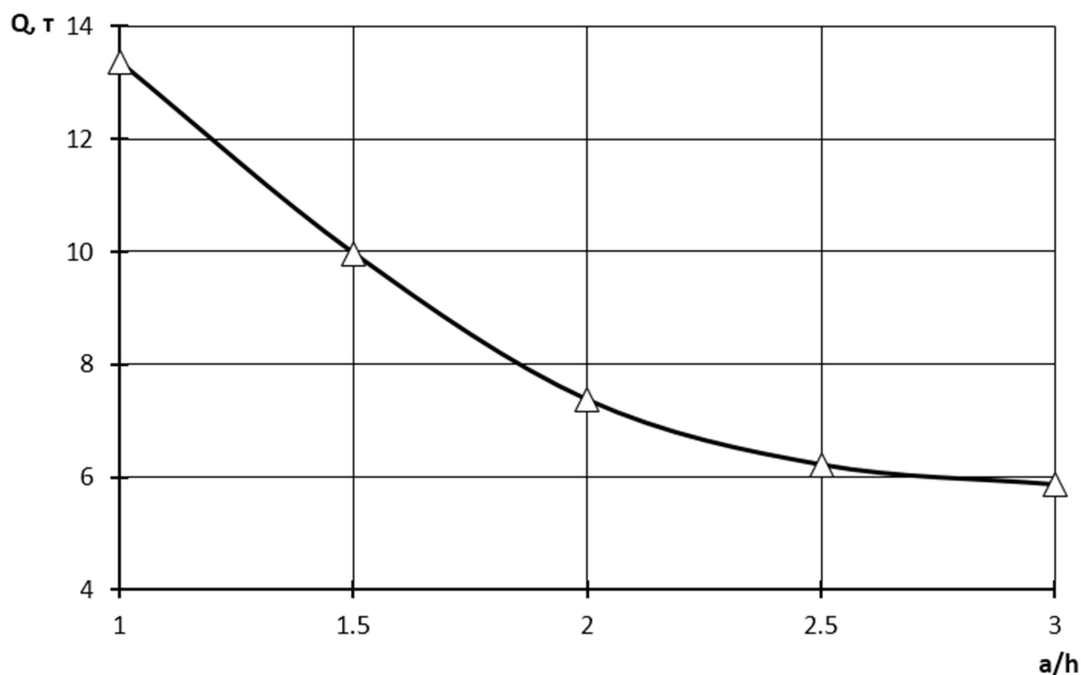


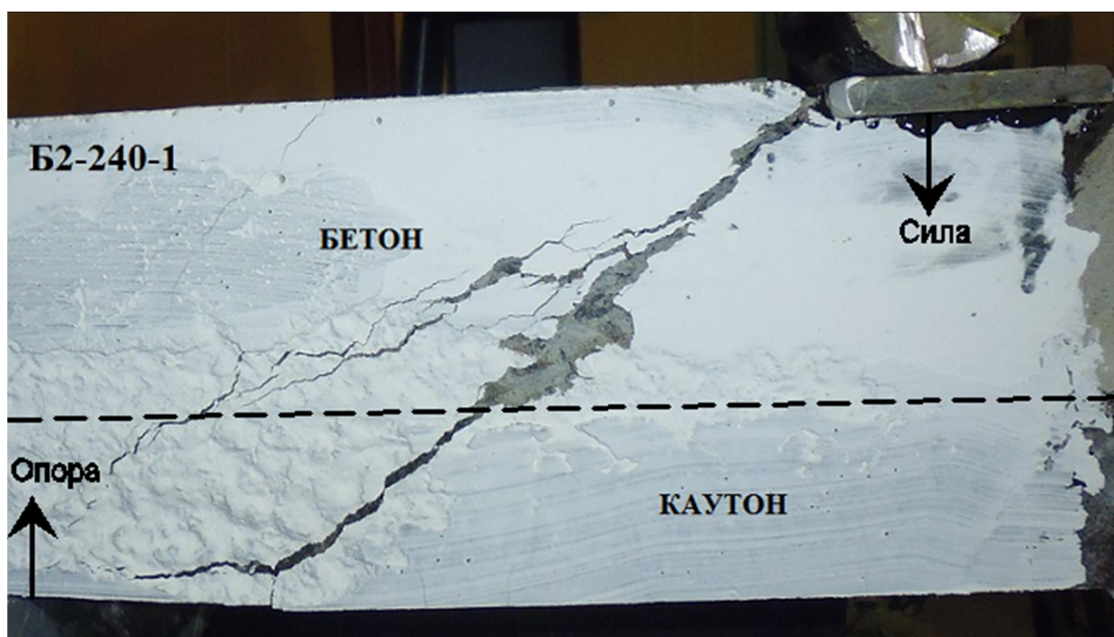
Рис. 5. Зависимость поперечной силы при разрушении каутоно-бетонных балок от значения относительного пролета среза

По приведенной на рис. 5 зависимости видно, что прочность наклонных сечений изгибаемых каутоно-бетонных элементов с увеличением пролета среза уменьшается. Причем падение несущей способности происходит интенсивнее, начиная со значения $a/h_0=1$ до значения $a/h_0=2$ (снижение прочности происходит в 1,9 раза). При значениях $a/h_0>2$ интенсивность падения прочности наклонных сечений снижается, а при значениях $a/h_0>2,5$ влияние значения пролета среза практически отсутствует и прочность наклонных сечений каутоно-балок, стабилизируясь, находится примерно на одном уровне (снижение прочности наклонных сечений при значениях a/h_0 от 2,5 до 3 происходит на 2,5 %). Это может объясняться тем, что до значений относительного пролета среза $a/h_0 = 2$ начало наклонной трещины всегда находилось у опоры и проекция наклонной трещины на продольную ось элемента с увеличением значения относительного пролета среза увеличивалась до тех пор, пока не достигла своего максимума (при значениях относительного пролета среза $a/h_0=2 - 2,5$). При значениях относительного пролета среза $a/h_0>2 - 2,5$ начало наклонной трещины отступает от опоры и тем больше, чем больше значение пролета среза. При этом длина проекции наклонной трещины на продольную ось элемента остается постоянной, что, по нашему мнению, является одним из факторов стабилизации прочности наклонных сечений.

Опорные зоны характерных каутоно-бетонных балок после разрушения по наклонным сечениям представлены на рис. 6. Для улучшения наглядности характера распределения трещин поверхность балок до испытания покрыта специальным составом белого цвета. При этом повышается контраст между наружной поверхностью балок (светлый цвет) и внутренней частью балок, ставшей видимой после образования и развития трещин (темный цвет).

В процессе анализа результатов экспериментальных исследований выявлено, что всегда наклонные трещины сначала образуются в слое бетона. При этом нижний слой из каутона сдерживает развитие наклонных трещин, образовавшихся ранее в бетоне, тем самым повышая их несущую способность по наклонным сечениям. Это является существенным отличием двухслойных элементов от однослойных, аналогичный фактор в которых, сдерживающий развитие трещин, отсутствует и трещины развиваются постоянно без "задержек".

а



б

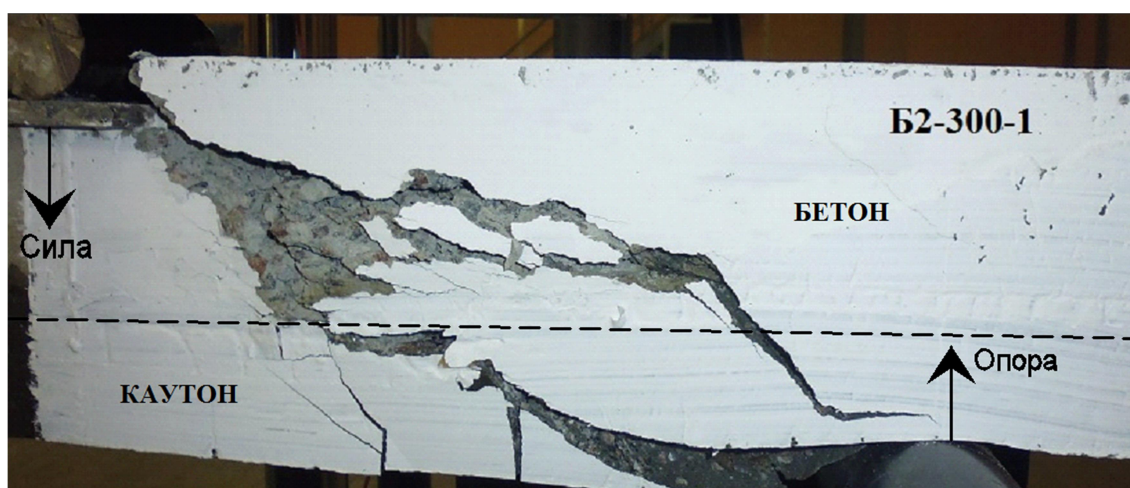


Рис. 6. Разрушенные каутоно-бетонные балки по наклонным сечениям:
 а – при значении относительного пролета среза $a/h_0=2$;
 б – при значении относительного пролета среза $a/h_0=2,5$

С целью наглядного способа представления уровня прочности наклонных сечений двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов на рис. 7 показаны зависимости поперечной силы при разрушении от значения относительного пролета среза каутоно-бетонных балок, а также балок, выполненных из полимербетона ФАМ, и железобетонных балок. Результаты испытанных балок из полимербетона ФАМ взяты из работы [9], железобетонных балок – в результате расчета по [18] (аналогичная зависимость прочности наклонных сечений железобетонных балок от величины относительного пролета среза представлена в [8] при изменении a/h_0 в том же интервале и при соблюдении такого же

масштаба, как на рис. 7). Все балки были одинакового поперечного сечения и одинаково армированы.

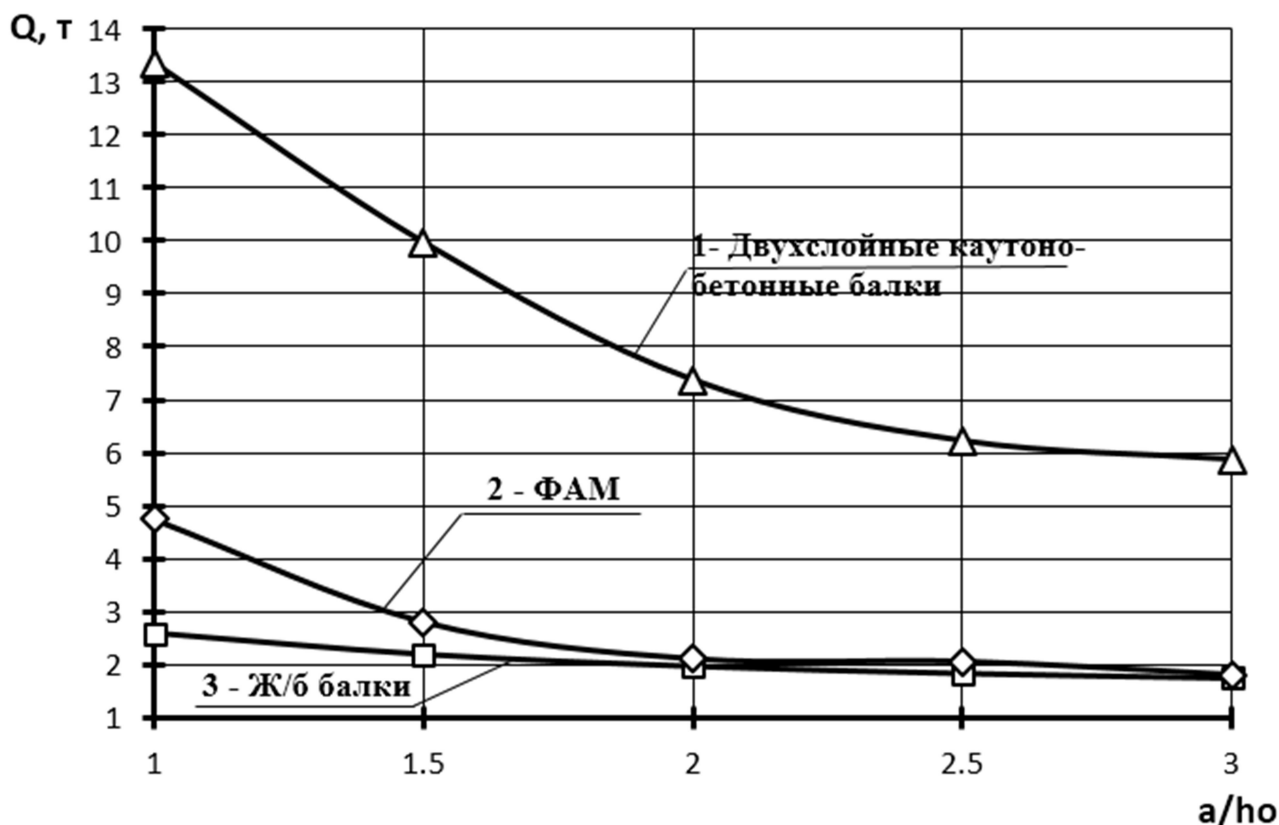


Рис. 7. Зависимости разрушающей поперечной силы от значений относительного пролета среза:
 1 – для каутоно-бетонных балок; 2 – балок из полимербетона ФАМ;
 3 – железобетонных балок

Анализ зависимостей, представленных на рис. 7, показывает, что на всем интервале варьирования значением относительного пролета среза (a/h_0) прочность наклонных сечений двухслойных каутоно-бетонных балок выше, чем балок, выполненных из полимербетона ФАМ и из железобетона. При этом следует отметить, что все три зависимости имеют убывающий характер, то есть при увеличении значения относительного пролета среза прочность наклонных сечений снижается. Однако интенсивность снижения прочности наклонных сечений у них разная. Наибольшей интенсивностью снижения прочности наклонных сечений при увеличении значения относительного пролета среза обладают двухслойные каутоно-бетонные балки, наименьшей – железобетонные. Результаты сравнительного анализа прочности наклонных сечений (рис. 7) позволяют сделать вывод, что общая тенденция изменения прочности наклонных сечений при изменении значения относительного пролета среза двухслойных каутоно-бетонных и однослойных железобетонных схожая.

Выводы

Экспериментально установлено, что при увеличении относительного пролета среза от 1 до 3 происходит уменьшение поперечной силы, воспринимаемой наклонным сечением каутоно-бетонных изгибаемых элементов в 1,6...2,3 раза.

Путем проведения сравнительного анализа выявлено, что прочность наклонных сечений каутоно-бетонных изгибаемых элементов выше аналогичных железобетонных и из полимербетона ФАМ. При этом интенсивность снижения прочности наклонных сечений при увеличении величины относительного пролета среза выше у двухслойных каутоно-бетонных.

Библиографический список

1. Borisov, Yu.M. Research of reinforced two-layer beams made from conventional and rubber concretes / Yu.M. Borisov, A. Polikutin, Nguyen Phan Duy. // Scientific Israel technological advantages. – 2012. – V.14, №2. – 11 p.
2. Borisov, Yu.M. Thermal Resistance of Rubber Concrete Based on Butadiene Oligome / Yu.M. Borisov, D.E. Barabash, S.A. Goshev // Scientific Israel technological advantages. – 2013. – V.15, № 4. – p. 73-76.
3. Borisov, Yu.M. Fiber-Reinforced Rubber Concretes / Yu.M. Borisov, D.V. Panfilov. // Scientific Israel technological advantages. – 2013. – V.15, № 4. – p. 24-29.
4. Potapov, Yu.B. Improvement of Durability of a Polymer Concrete Based on Polybutadiene Binder / Yu.B. Potapov, Yu.M. Borisov, V.A. Chmykhov. // Scientific Israel technological advantages. – 2013. – V.15, № 4. – p. 1-6.
5. Борисов, Ю.М. Дисперсно-армированные строительные композиты / Ю.М. Борисов, Д.В. Панфилов, С.В. Каштанов, Е.М. Юдин // Строительная механика и конструкции. – Воронеж – 2012. – № 2. – С. 31-36.
6. Борисов, Ю.М. Напряженно-деформированное состояние сжатых полок изгибаемых конструкций из армокаутона / Ю.М. Борисов, А.Э. Поликутин, А.С. Чудинов, Ф.З. Нгуен // Строительная механика и конструкции. – Воронеж — 2012. – № 2. – С. 76-85.
7. Борисов, Ю.М. Эффективные композиционные материалы на основе низкомолекулярного полибутадиенового олигомера смешанной микроструктуры ПБН: дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.05 / Борисов Ю.М.– Воронеж, 1998.– 230 с.
8. Залесов, А.С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил / А.С. Залесов, Ю.А. Климов – Киев: Будивэльнык, 1989. – 104 с.
9. Крюков, В.И. Сопротивление сталеполимербетонных балок поперечной силе с изгибающим моментом: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / В.И. Крюков. – Липецк, 1982. – 179 с.
10. Нгуен, Ф.З. Двухслойные каутоно-бетонные изгибаемые элементы строительных конструкций: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Ф.З. Нгуен. –Воронеж, 2010.–185 с.
11. Панфилов, Д.В. Дисперсно армированные строительные композиты на основе полибутадиенового олигомера: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05 / Д.В. Панфилов. – Воронеж, 2004. – 188 с.
12. Пинаев, С.А. Короткие сжатые элементы строительных конструкций из эффективного композита на основе бутадиенового полимера: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / С.А. Пинаев. – Воронеж, 2001. – 191 с.
13. Поликутин, А.Э. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений изгибаемых элементов строительных конструкций из армокаутона: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А.Э. Поликутин. – Воронеж, 2002. – 235 с.
14. Потапов, Ю.Б. Высокоэффективные композиты на основе жидких каучуков / Б. Ю. Потапов [и др.] // Материалы международной научно-технической конференции (IV Академические чтения РААСН) "Актуальные проблемы строительного материаловедения": сб. науч. статей. – Пенза, 1998.– С. 16-17.
15. Потапов, Ю.Б. Каутоны – новый класс коррозионностойких строительных материалов /Б. Ю. Потапов [и др.]// Строительные материалы XXI века. – 2000.– № 9. – С. 9-10.

16. Потапов, Ю.Б. Исследование трещиностойкости фиброкаутона при ударной нагрузке / Ю.Б. Потапов, Ю.М. Борисов, Д.В. Панфилов, С.В. Каштанов, Е.М. Юдин // Достижения и проблемы материаловедения и модернизации строительной индустрии / Материалы XV академических чтений РААСН – международной научно-технической конференции. Том 2. – Казань – 2010. – С. 49-52.
17. Потапов, Ю.Б. Задачи и методика экспериментальных исследований нормальных сечений предварительно напряженных изгибаемых элементов из армокаутона / Ю.Б. Потапов, А.Э. Поликутин, А.Г. Шарапов, А.И. Чермантеев // Вестник Центрального регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук: сб. науч. ст. / РААСН, ВГАСУ. – Воронеж, 2011. – С. 131-134.
18. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М., 2012.
19. Чмыхов, В. А. Сопротивление каучукового бетона действию агрессивных сред: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.05 / В.А. Чмыхов. – Воронеж, 2002. – 224 с.

References

1. Borisov, Yu.M. Research of reinforced two-layer beams made from conventional and rubber concretes / Yu.M. Borisov, A. Polikutin, Nguyen Phan Duy.// Scientific Israel technological advantages. – 2012. – V. 14, №2. – 11 p.
2. Borisov, Yu.M. Thermal Resistance of Rubber Concrete Based on Butadiene Oligome / Yu.M. Borisov, D.E. Barabash, S.A. Goshev// Scientific Israel technological advantages. – 2013. – V.15, № 4. – P. 73-76.
3. Borisov, Yu.M. Fiber-Reinforced Rubber Concretes / Yu.M. Borisov, D.V. Panfilov. // Scientific Israel technological advantages. – 2013. – V.15, № 4. – P. 24-29.
4. Potapov, Yu.B. Improvement of Durability of a Polymer Concrete Based on Polybutadiene Binder / Yu.B. Potapov, Yu.M. Borisov, V.A. Chmykhov // Scientific Israel technological advantages. – 2013. – V.15, № 4. – P. 1-6.
5. Borisov, Yu.M. Fibre-reinforced building composites / Yu.M. Borisov, D. V. Panfilov, S.V. Kashtanov, E.M. Yudin // Structural Mechanics and Structures. – Voronezh – 2012. – № 2. – P. 31-36.
6. Borisov, Yu.M. Deflected mode of compressed flexible structures from reinforcement / Yu.M. Borisov, A.E. Polikutin, A.S. Chudinov, F.Z. Nguen // Structural Mechanics and Structures. – Voronezh — 2012. – № 2. – P. 76-85.
7. Borisov, Yu.M. Effective composite materials based on low-molecular polybutadiene oligomer of composite microstructure PBN: PhD Thesis 05.23.05 / Borisov Yu.M., Voronezh 1998.– 230 p.
8. Zalesov, A.S. Strength of reinforced structures under shear influence / A.S. Zalesov, Yu.A. Klimov – Kiev : Budevalnik, 1989. – 104 p.
9. Kryukov, V.I. Resistance of steelpolymerconcrete constructional beams to shear with moment of deflection Сопротивление сталеполимербетонных балок поперечной силе с изгибающим моментом : PhD thesis: 05.23.01 / V.I. Kryukov. – Lipetsk, 1982. – 179 p.
10. Nguen, F.Z. Diploblastic cauton-concrete flexible elements of constructional structures: PhD thesis: 05.23.01 / F.Z. Nguen. –Voronezh, 2010.–185 p.
11. Panfilov, D.V.. Fibre-reinforced building composites based on polybutadiene oligomer: PhD thesis: 05.23.05 / D.V. Panfilov. – Voronezh, 2004. – 188 p.
12. Pinaev, S.A. Short compressed elements of building materials from effective composite based on butadiene polymer.: PhD thesis: 05.23.01 / S.A. Pinaev. – Voronezh, 2001. – 191 p.

13. Polikutin, A.E. Strength and crack growth resistance of oblique profile of flexural member of building structures from reinforced cauton: PhD thesis : 05.23.01 / A.E. Polikutin. – Voronezh, 2002. – 235 p.
14. Potapov, Yu. B. Highly effective composites based on liquid rubber resin / B. Yu. Potapov [and others] // Papers of International research conference (IV Academic readings of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences. "Actual problems of construction of material science": collection of scientific articles. – Penza, 1998. – P. 16-17.
15. Potapov, Yu.B. Cautons are the new class of corrosionproof –of construction materials/ B. Yu. Potapov [and others.]// Construction materials of XI centure. – 2000. – № 9. – P. 9-10.
16. Potapov, Yu. B. Исследование трещиностойкости фиброкаутонa при ударной нагрузке / B. Yu. Potapov, Yu.M. Borisov, D.V.Panfilov, S.V. Kashtanov, E.M.Yudin // Achievements and problems of material science and modernization of construction industry: papers of XV Academic readings of Russian Academy of Architecture and Construction – international; research conference. – Kazan, 2010. - Book 2. – P. 49-52.
17. Potapov, Yu. B. Problems and techniques of operation researches of normal profiles of prestressed flexural elements from reinforced cauton / Yu.B. Potapov, A.E. Polikutin, A.G. Sharapov, A.I. Chermanteev // Bulletin of Central-Chernozyom regional department of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences: collection of science articles / Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, VGASU. – Voronezh, 2011. – P. 131-134.
18. Building Regulations 63.13330.2012. Concrete and reinforced concrete structures. Main statements. Actualized version of Building regulations and rules 52-01-2003. – M., 2012.
19. Chmihov, V. A. Resistance of rubber cauton to corrosive medium: PhD thesis: 05.23.05 / V.A. Chmihov – Voronezh, 2002. – 224 p.

Ключевые слова: каутон, изгибаемый элемент, наклонное сечение, пролет среза, армокаутонный, двухслойный элемент.

Key words: cauton, flexible member, oblique profile, cross section span, reinforced cauton, diploblastic member.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.042+624.072

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доц.
кафедры строительной механики
В.С. Варнавский
Магистрант кафедры
строительной механики
А.О. Болотов
Россия, г. Воронеж, тел.: 8(4732)71-52-30
email: stroymech.vgasu@yandex.ru*

*Voronezh State University
of Architecture and Civil Engineering
PhD of Tech. Sc., Associate Professor
of Department of Structural Mechanics
V. S. Varnavsky
Master of Department of Structural Mechanics
A. O. Bolotov
Voronezh, Russia. tel.: +7(4732)715230
Email: stroymech.vgasu@yandex.ru*

В.С. Варнавский, А.О. Болотов

ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ РАМЫ НА ОСНОВЕ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА ЛИРА

Выполняется численный расчёт несущей способности металлической плоской рамы по критерию предельного равновесия. Применяемая методика позволяет моделировать пошаговый процесс упруго-пластического деформирования конструкции в ходе нагружения. Выполнено исследование возможностей ПК ЛИРА при выполнении расчётов рамного статически неопределимого стального каркаса с учётом пластических деформаций материала.

V.S. Varnavsky, A.O. Bolotov

NUMERICAL INVESTIGATION OF BEARING CAPACITY OF METAL FRAME USING COMPUTATIONAL COMPLEX LIRA

Numerical determination of metal flat frame bearing capacity by the criterion of limiting equilibrium is analyzed in the article. The technique allows to simulate the step by step process of structure elastoplastic deformation under loading. The research of complex LIRA capability while calculating the statically indeterminate steel frame with account of plastic deformation of the material is proceeded in the paper.

В настоящее время в России в практике проектирования расчёт металлических стержневых каркасов зданий и сооружений на нагрузку, как правило, выполняется в рамках линейно-упругого деформирования материала. В то же время большинство строительных сталей обладают пластическими свойствами, и нормативные документы рекомендуют при наличии возможности учитывать эти свойства в расчётах. Расчёт конструкций на прочность с учётом пластических деформаций стали осуществляется в двух основных постановках:

© Варнавский В.С., Болотов А.О., 2014

1. Расчёт по критерию ограниченных пластических деформаций, при котором не нарушается целостность элементов конструкции и не ухудшаются эксплуатационные свойства материала. Этот метод рекомендуется нормативными документами [1,2].

2. Расчёт на определение предельной несущей способности всей конструкции или её части. Расчёт выполняется на максимальную возможную нагрузку, возникающую в исключительных случаях эксплуатации.

Во втором виде расчёта используется критерий предельного равновесия и предельным состоянием всей конструкции или её части считается момент её превращения в геометрически изменяемую систему (механизм), что приводит к разрушению конструкции.

Причина разрушения состоит в том, что в наиболее нагруженных изгибаемых элементах в предельном состоянии образуются пластические шарниры. Появление пластического шарнира означает исчерпание несущей способности сечения стержня. Пластические деформации в стали, соответствующие пластическому шарниру, заметно превышают нормативный критерий ограниченных пластических деформаций. Поэтому после образования пластического шарнира, даже если элемент остался целостным, требуется реконструкция элемента или полная замена. Несмотря на это, расчёт стальных конструкций по несущей способности с допущением пластических шарниров представляет значительный практический интерес, так как позволяет выявить резервы несущей способности конструкции и её частей с определением соответствующей предельной нагрузки. Особенно это актуально для статически неопределимых стержневых систем, в которых при образовании пластических шарниров происходит перераспределение усилий. В результате несущая способность конструкции в целом может заметно превышать несущую способность её отдельных элементов.

В данной работе рассматривается решение задачи второго вида с применением программно-вычислительного комплекса ЛИРА, широко распространённого в России для расчётов строительных конструкций. Для обеспечения исследования всего хода упругопластического деформирования конструкции вплоть до разрушения здесь применяется метод пошагового нагружения.

Основными целями данной работы являются:

1. Определение несущей способности плоской стальной рамы, применяемой в промышленном строительстве, и её частей по критерию предельного равновесия;
2. Исследование возможностей программно-вычислительного комплекса ЛИРА для расчёта несущей способности плоской стержневой системы с учётом пластических деформаций материала.

Задачами данной работы являются:

1. Выбор конечно-элементной схемы разбиения металлического каркаса и проведение расчёта на нагрузку в условиях линейно-упругого деформирования материала; подбор сечений элементов на основе упругого расчёта.
2. Упругопластический расчёт металлического каркаса; оценка сходимости и достоверности результатов расчёта.
3. Определение схемы и последовательности возникновения пластических шарниров в стержнях конструкции вплоть до превращения всей рамной конструкции или крупных её частей в геометрически изменяемую систему, то есть до потери конструкцией или крупными её частями своей несущей способности.
4. Нахождение предельной нагрузки, вызывающей потерю несущей способности всей конструкции или её частей.

В качестве объекта исследования принята плоская стальная рама, являющаяся частью запроектированного несущего пространственного каркаса промышленного здания в г. Сорочинске Оренбургской области. Сравнительный анализ результатов пространственного и плоского расчётов каркаса в условиях линейно-упругого деформирования по ПК ЛИРА по-

казал допустимость решения задачи в плоской постановке с целью экономии ресурсов и времени вычислений.

Расчётная схема №1 плоской рамы, включающая в себя размеры, нагрузку, нумерацию конечных элементов, изображена на рис. 1. Закрепление всех опорных узлов жёсткое.

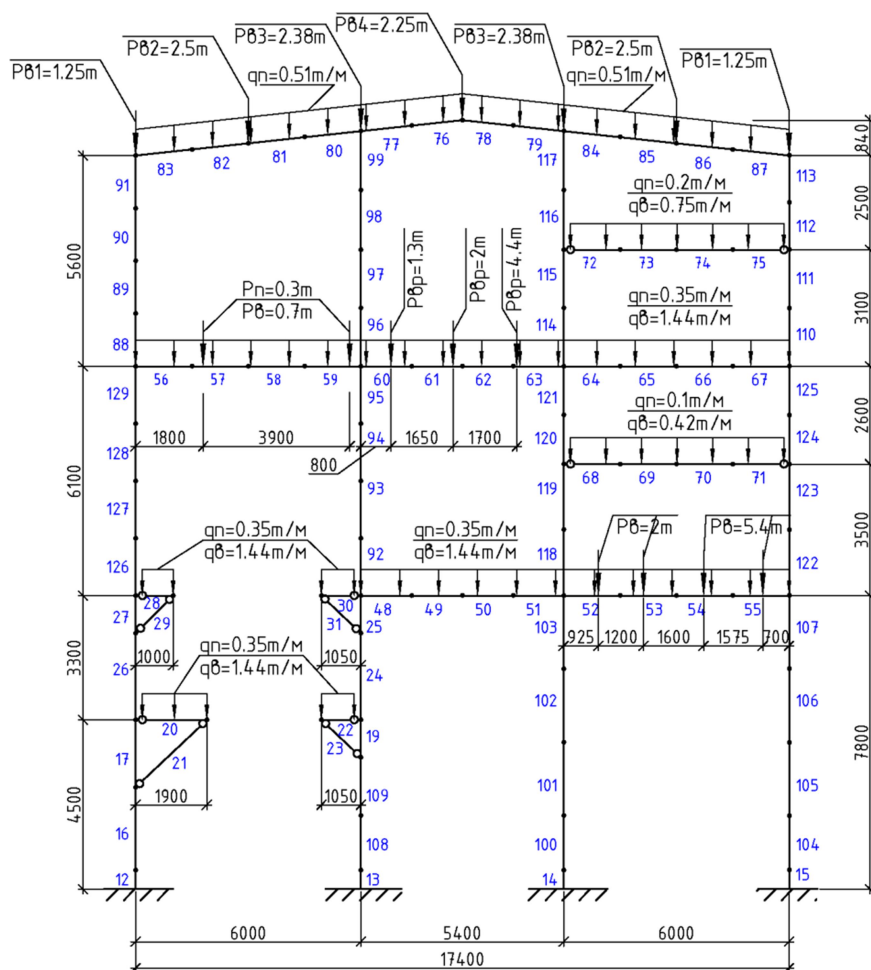


Рис. 1. Расчётная схема №1 рамы
(в числителе - постоянная нагрузка, в знаменателе - временная нагрузка)

Эта схема была использована для линейно-упругого расчёта. Расчёт выполнялся на одновременное действие постоянной и временной нагрузки. В ходе упругого расчёта были подобраны поперечные сечения стержней в виде двутавров согласно требованиям нормативных документов [1]. Окончательные эпюры продольных сил N и изгибающих моментов M_y приводятся на рис. 2, 3.

Для выполнения упругопластических расчетов выбирается соответствующий тип элементов – физически нелинейный универсальный пространственный стержневой КЭ (тип - 210). Поведение материала описывается экспоненциальным законом деформирования из базы данных ПК Лира.

Важнейшим условием решения нелинейной задачи численными методами является обеспечение сходимости и достоверности решения. В упругопластическом расчёте конструкции по сравнению с линейно-упругим точность (плотность) конечно-элементной сетки разбиения конструкции (КЭ-сетки) имеет значительно большее значение. При неправильно выбранной КЭ-сетке решение может быть неточным или вообще отсутствовать. Кроме того, с учётом выбранного в данной работе метода пошагового нагружения существенное влияние на результат будет оказывать шаг приращения нагрузки. Следует отметить, что в данной ра-

дийного (или поэтапного) разрушения конструкции в ходе упругопластического деформирования рамы при увеличении нагрузки.

Схемы разрушения рамы, полученные в расчёте №1, со спецификацией сечений стержней изображены на рис. 4, 5. Указаны разрушаемые КЭ и места образования пластических шарниров в раме. Последовательность разрушения элементов и возникновения пластических шарниров иллюстрируется их цветом. Каждый цвет соответствует определённой стадии разрушения из таблиц.

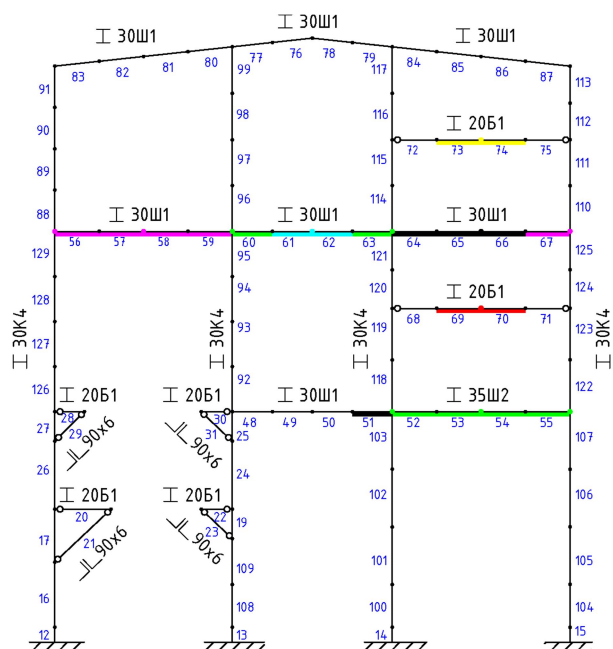


Рис. 4. Схема разрушения рамы в расчёте № 1: сетка №1; шаг нагрузки $\Delta P=0,1P_0$

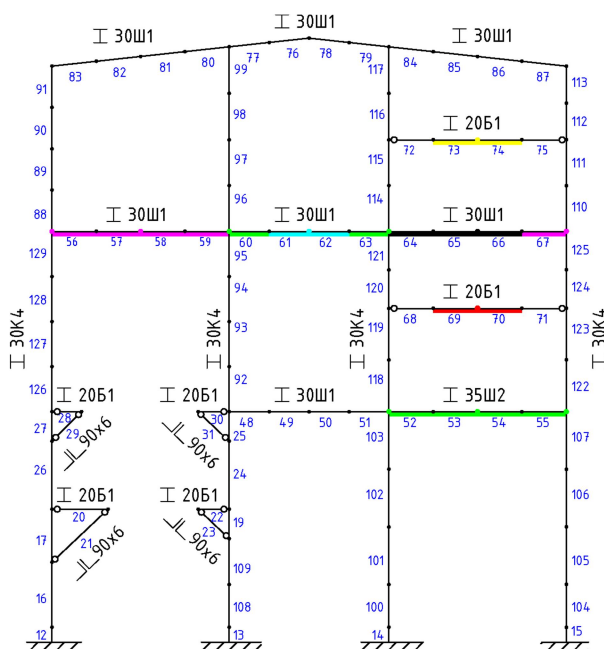


Рис. 5. Схема разрушения рамы в расчёте № 1: сетка №1; шаги нагрузки $\Delta P=0,05P_0$; $\Delta P=0,01P_0$

Таблица 1

Результаты расчёта № 1: сетка №1; шаг нагрузки $\Delta P=0,1P_0$







Номер стадии разрушения	k_i на i -й стадии	Суммарный $k=\sum k_i$	Номера разрушаемых КЭ-элементов
1 █	1,1	1,1	73, 74
2 █	1,3	2,4	69, 70
3 █	0,8	3,2	52, 53, 54, 55, 60, 63
4 █	0,6	3,8	61, 62
5 █	1,8	5,6	56, 57, 58, 59, 67
6 █	0,7	6,3	51, 64, 65, 66

Таблица 2

Результаты расчёта № 1: сетка №1; шаг нагрузки $\Delta P=0,05P_0$

Номер стадии разрушения	k_i на i -й стадии	Суммарный $k=\sum k_i$	Номера разрушаемых КЭ-элементов
1 █	1,1	1,1	73, 74
2 █	1,25	2,35	69, 70
3 █	0,7	3,05	52, 53, 54, 55, 60, 63
4 █	0,6	3,65	61, 62
5 █	1,8	5,45	56, 57, 58, 59, 67
6 █	0,7	6,15	64, 65, 66

Результаты расчёта № 1: сетка №1; шаг нагрузки $\Delta P=0,01P_0$

Номер стадии разрушения	k_i на i -й стадии	Суммарный $k=\sum k_i$	Номера разрушаемых КЭ-элементов
1 	1,06	1,06	73, 74
2 	1,29	2,35	69, 70
3 	0,76	3,11	52, 53, 54, 55, 60, 63
4 	0,59	3,7	61, 62
5 	1,82	5,52	56, 57, 58, 59, 67
6 	0,68	6,2	64, 65, 66

В представленных таблицах для каждой стадии разрушения указаны номера разрушаемых КЭ, суммарный коэффициент $k=\sum k_i$ для нагрузки (где $P=k \cdot P_0$) и текущий коэффициент k_i , характеризующий приращение нагрузки на данной стадии по сравнению с предыдущей (т.е. $\Delta P_i = k_i \cdot P_0$).

По результатам расчёта №1 (рис. 4, 5 и табл. 1-3) можно сделать следующие выводы:

1) из всех стадий разрушения максимальная разница по предельным нагрузкам, найденным с шагом $\Delta P=0,1P_0$ и шагом $\Delta P=0,05P_0$, возникает на третьей стадии и составляет $\Delta k=(3,20-3,05)/3,05 \cdot 100 \% = 4,9 \%$. На шестой стадии разрушения для расчёта с шагом $\Delta P=0,1P_0$ в отличие от шагов $\Delta P=0,05P_0$ и $\Delta P=0,01P_0$ наблюдается разрушение элемента №КЭ=51;

таким образом, для всех трёх шагов приращения нагрузки наблюдается хорошее совпадение схем и последовательностей образования пластических шарниров, а также величин соответствующих им нагрузок (оценка по коэффициентам k);

2) более точными являются результаты для шагов приращения нагрузки $\Delta P=0,05P_0$ и $\Delta P=0,01P_0$, которые практически полностью совпадают между собой.

С целью проверки сходимости решения и обеспечения более точных результатов был произведен упругопластический расчёт №2 с более плотной КЭ-сеткой.

Расчёт № 2

Рассматривалась сетка № 2 (рис. 6), уплотнённая в 2 раза по сравнению с сеткой №1. Как и в расчёте №1, были получены результаты для трёх вариантов с шагами приращения нагрузки ΔP , равными $0,1P_0$, $0,05P_0$, $0,01P_0$.

Результаты расчёта №2 представлены на рис. 7, 8 и в табл. 4-6.

Для всех применяемых шагов приращения нагрузки ΔP различие по предельным нагрузкам на любой из стадий разрушения не превышает 4%. В зависимости от ΔP наблюдается незначительное расхождение в порядке разрушения КЭ и образования пластических шарниров на 3-й и 4-й стадиях разрушения. На остальных стадиях имеется полное совпадение порядка, места образования разрушаемых КЭ и пластических шарниров.

Учитывая аналогичные результаты для расчёта №1, можно сделать вывод: низкое влияние шага приращения нагрузки ΔP на результаты расчёта означает, что имеет место сходимость к решению данной задачи по этому параметру. При этом для получения более точного решения рекомендуется использовать более мелкий шаг ΔP .

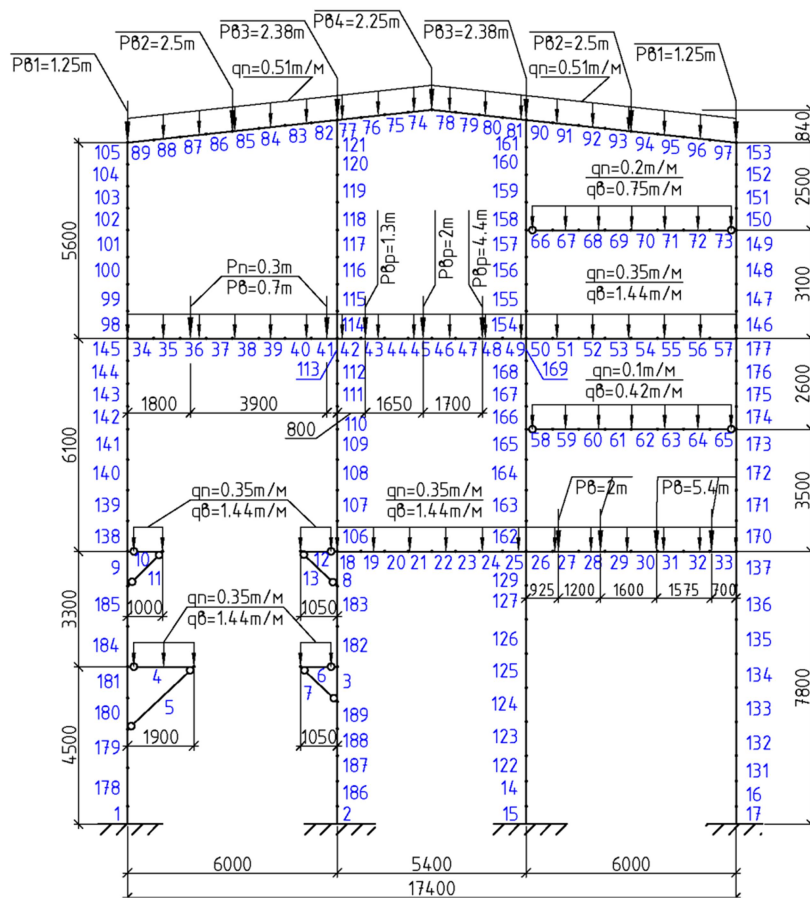


Рис. 6. Расчётная схема №2 рамы
(в числителе - постоянная нагрузка, в знаменателе - временная нагрузка)

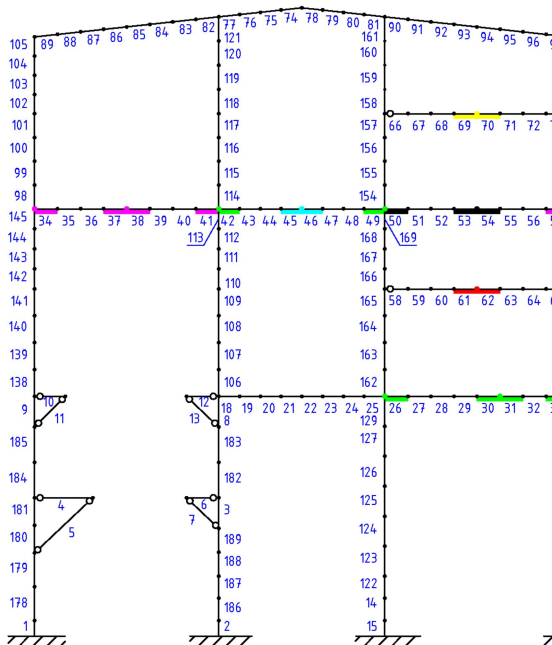


Рис. 7. Схема разрушения рамы в расчёте № 2:
сетка №2; шаги нагрузки $\Delta P=0,1P_0$; $\Delta P=0,05P_0$

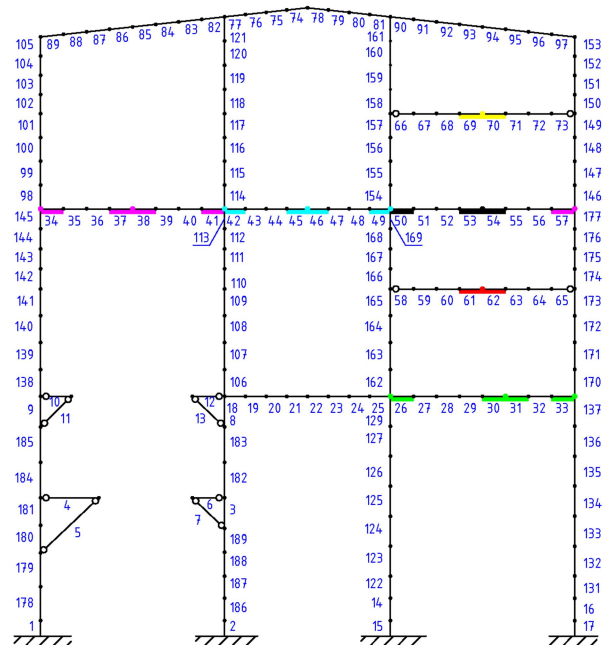


Рис. 8. Схема разрушения рамы в расчёте № 2:
сетка №2; шаг нагрузки $\Delta P=0,01P_0$

Таблица 4

Результаты расчёта № 2: сетка №2; шаг нагрузки $\Delta P=0,1P_0$







Номер стадии разрушения	k_i на i -й стадии	Суммарный $k=\sum k_i$	Номера разрушаемых КЭ-элементов
1 	1.1	1.1	69, 70
2 	1.3	2.4	61, 62
3 	0.7	3.1	26, 30, 31, 33, 42, 49
4 	0.7	3.8	45, 46
5 	1.8	5.6	34, 37, 38, 41, 57
6 	0.7	6.3	50, 53, 54

Таблица 5

Результаты расчёта № 2: сетка №2; шаг нагрузки $\Delta P=0,05P_0$













Номер стадии разрушения	k_i на i -й стадии	Суммарный $k=\sum k_i$	Номера разрушаемых КЭ-элементов
1 	1,1	1,1	69, 70
2 	1,25	2,35	61, 62
3 	0,7	3,05	26, 30, 31, 33, 42, 49
4 	0,65	3,7	45, 46
5 	1,85	5,55	34, 37, 38, 41, 57
6 	0,7	6,25	50, 53, 54

Таблица 6

Результаты расчёта № 2: сетка №2; шаг нагрузки $\Delta P=0,01P_0$

Номер стадии разрушения	k_i на i -й стадии	Суммарный $k=\sum k_i$	Номера разрушаемых КЭ-элементов
1 	1,06	1,06	69, 70
2 	1,29	2,35	61, 62
3 	0,65	3	26, 30, 31, 33
4 	0,7	3,7	42, 45, 46, 49
5 	1,82	5,52	34, 37, 38, 41, 57
6 	0,67	6,19	50, 53, 54

Из попарного сравнения данных табл. 1 и табл. 4 ($\Delta P=0,1P_0$), табл. 2 и табл. 5 ($\Delta P=0,05P_0$), табл. 3 и табл. 6 ($\Delta P=0,01P_0$) видно, что для любого из шагов приращения нагрузки расхождение для разных КЭ-сеток между соответствующими предельными нагрузками на всех стадиях разрушения не превышает 3,2 %.

Сравнивая схемы разрушения рамы для расчётов №1 и №2 между собой, можно заключить, что имеется практически полное совпадение порядка, места образования разрушаемых КЭ и пластических шарниров независимо от выбора КЭ-сетки №1 или КЭ-сетки №2. При этом применение более плотной КЭ-сетки позволяет точнее оценить локализацию разрушаемых КЭ и возникающих пластических шарниров.

Учитывая высокую близость соответствующих предельных нагрузок и схем разрушения рамы для различных вложенных КЭ-сеток, можно считать, что достигнута сходимость решения задачи по параметру – точность КЭ-сетки.

Наличие сходимости по обоим исследуемым параметрам (точность КЭ-сетки и шаг приращения нагрузки ΔP) подтверждает достоверность выполненных расчётов данной конструкции в рамках применяемой методики вычислений по программе расчёта ЛИРА.

Из полученных результатов, например на рис. 8 и в табл. 6, видно, что предельная временная нагрузка, действующая совместно с неизменной постоянной нагрузкой и вызывающая разрушение ригелей рамы в пластической стадии, превышает предельную временную нагрузку для упругого расчёта приблизительно в 1,1 – 6,2 раза в зависимости от местоположения ригеля в раме. При этом даже при возрастании временной нагрузки в 6 раз пластические шарниры образуются только во внутренних ригелях рамы, а основные несущие элементы рамы (стойки, внешний контур рамы) остаются неразрушенными.

Таким образом, плоская стальная рама промышленного здания в целом и её отдельные части обладают существенным запасом прочности, вычисленным по критерию предельного равновесия.

В большинстве известных работ, посвящённых расчёту статически неопределимых конструкций в условиях пластического деформирования на основе принципа предельного равновесия, определяется предельное состояние и соответствующая ему предельная нагрузка, как правило, только для одной конечной стадии разрушения всей конструкции. В реальных условиях конструкция разрушается поэтапно. При этом на каждом этапе выходят из строя только отдельные части конструкции при соответствующих нагрузках.

Выводы

Использование методики пошагового нагружения позволяет моделировать явление перераспределения усилий и поэтапное разрушение элементов в ходе нагружения с определением соответствующих предельных нагрузок. Именно это представляет наибольший практический интерес, так как позволяет выявить те элементы конструкции, которые окажутся наиболее слабыми при высокой сверхнормативной нагрузке.

В результате расчётов установлено, что рассмотренная плоская стальная рама промышленного здания в целом и её отдельные части имеют значительный резерв несущей способности, вычисленный на основе предельного равновесия

Программно-вычислительный комплекс ЛИРА может успешно применяться для расчёта несущей способности плоской рамной системы с учётом пластических деформаций материала в рамках рассмотренной методики. При этом требуется подбор параметров расчёта для обеспечения сходимости и достоверности результатов.

Библиографический список

1. СНиП II-23-81* Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1990. – 96 с.
2. Металлические конструкции / под ред. В.В. Горева. – М.: Высшая школа, 2001. – 551 с.

References

1. Building Regulations II-23-81* Steel Structures /Gosstroy of USSR. – M.: Stroiizdat, 1990. – 96 p.
2. Metal Structures/ under reduction of V.V. Gorev. – M.: High School, 2001. – 551 p.

Ключевые слова: металлическая рама, несущая способность, предельное равновесие, программный комплекс ЛИРА.

Keywords: metal frame, load-carrying capacity, limiting equilibrium, software suite LIRA.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

УДК 624.15

*Тамбовский государственный
технический университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры
конструкций зданий и сооружений
В.В. Леденев
Магистрант кафедры
конструкций зданий и сооружений
А.Я. Аль-Бухейти
Россия, г. Тамбов, тел.: +79537139077
e-mail: al_bukhaiti@mail.ru*

*Tambov State Technical University
Dr. of Tech. Sc., Prof. of Departments of Build-
ing and Installations Constructions
V.V. Ledenev
Master of Department of Building and Installa-
tions Constructions
A.Y. Al-Bukhaiti
Russia, Tambov. tel.: +79537139077
e-mail: al_bukhaiti@mail.ru*

В.В. Леденёв, А.Я. Аль-Бухейти

ПЕРЕМЕЩЕНИЯ НЕНАГРУЖЕННОГО ФУНДАМЕНТА ОТ ВЛИЯНИЯ НАГРУЖЕННОГО

Экспериментально установлено взаимное влияние фундаментов при действии на одного из них плоской системы сил. Получены функциональные зависимости между перемещениями ненагруженной модели фундамента и нагруженной при разном их удалении друг от друга, разных заглублениях и параметрах нагружения. Установлено, что дополнительные перемещения от влияющего фундамента необходимо учитывать при проектировании; экспериментальные перемещения значительно меньше расчетных, определенных по модели линейно-деформируемой среды.

V.V. Ledenev, A.Y. Al-Bukhaiti

DEFORMATION OF UNSTRESSED FOUNDATION UNDER THE IMPACT OF STRESSED ONE

There was experimentally determined the interference of foundations while one of them is under the plane system of forces. There was also obtained the functional relation between movement of unstressed foundation model and stressed one at their different moving off from each other, with different embeddings and load parameter. It has been discovered that additional deformation caused by influencing foundation is to be in account while making project; experimental travel is considerably smaller than design ones, determined according to the model of linearly deformation medium.

Введение

В основании зданий и сооружений формируется напряженная [1, 3 – 15, 17] зона. Остаточные деформации наблюдаются до глубины, равной (1,5...2) ширины фундамента. Области упругих деформаций значительно больше [8]. В [9, 10] описаны примеры повреждения зданий при строительстве рядом новых объектов. Разработаны рекомендации по оценке взаимного влияния фундаментов и зданий [12, 13, 14].

© Леденёв В.В., Аль-Бухейти А.Я., 2014

Дополнительная осадка зависит от деформируемости грунтов, величины сжимаемой толщи, времени приложения нагрузки и других факторов [10]. Односторонняя нагрузка основания может вызвать неблагоприятные последствия: наклон, неравномерную осадку, искривление и перекося конструкций зданий и т.д. [4, 10].

Известные теоретические решения основаны на условных моделях, например, модели линейно-деформируемой среды [5, 6]. Фактические зависимости значительно отличаются от теоретических [7]. Экспериментальных исследований по этому вопросу мало.

Целью наших экспериментов явилось установление функциональных зависимостей перемещений ненагруженного заглубленного фундамента от ряда влияющих параметров, в том числе от расстояния до нагруженного фундамента.

Методика экспериментов

Опыты проводили в лаборатории ТГТУ в пространственном металлическом лотке размером 2x2x1,1 м (L, a, h). Поставлены лабораторные опыты с металлическими фундаментами цилиндрической формы. Основанием фундаментов являются мелкозернистый маловлажный песок ($w=0,05$), послойно уплотненный трамбовкой до 1,5; 1,55 ρ г/см³. Удельное сцепление песка соответственно равнялось 2 и 4 кПа, модуль деформации 8 и 10 МПа.

Для оценки взаимного влияния фундаментов одновременно устанавливали по две цилиндрические модели (рис. 1). На одну из них диаметром $D=100$ мм передавали вертикальную внецентренную нагрузку, а вторая диаметром $D_a=100, 80$ или 60 мм оставалась ненагруженной.

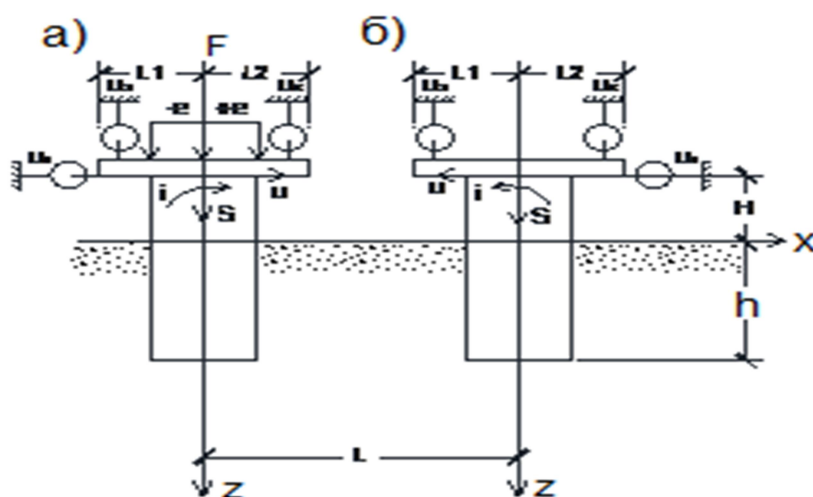


Рис. 1. Принятые обозначения и схема расположения индикаторов нагруженной (а) и ненагруженной (б) моделей фундамента

Шарнирную нагрузку передавали гидравлическим домкратом грузоподъемностью 10 т с фиксацией силы динамометром сжатия. Каждая ступень нагрузки составляла 5-10 % от предполагаемой разрушающей. Её выдерживали в течение 30 мин.

Всего поставлено 32 опыта. После каждого грунт убирали на глубину 4D и снова укладывали с уплотнением до заданной плотности.

В экспериментах вычисляли:
осадку центра поперечного сечения модели

$$S = \frac{(s_1 + s_2)}{2}; \quad (1)$$

крен модели

$$\tau = \frac{|s_2 \pm s_1|}{L}; \quad (2)$$

горизонтальное перемещение центра поперечного сечения модели в уровне поверхности за- сыпки

$$U = u_1 - iH; \quad (3)$$

относительные координаты мгновенных центров вращения

$$\bar{X}_c = \frac{S}{iR}; \quad \bar{Z}_c = \frac{U}{ih}, \quad (4)$$

где S_1, S_2, u_1 – показания двух вертикальных и горизонтального индикаторов; L – расстояния между индикаторами; фиксирующими вертикальные перемещения; H – расстояние от поверхности основания до оси индикатора, измеряющего горизонтальное перемещение.

Эксперименты проводили при действии осевой вертикальной центральной и внецен- тренной нагрузок. Относительный эксцентриситет $e_0=e/R=0; \pm 0,25; \pm 0,5$. Относительное за- глубление моделей $\lambda=h/D= 0; 1,5; 2,5$ (h – глубина погружения модели, D – диаметр моде- ли). Относительное расстояние между моделями фундаментов $\bar{L}=L/D= 1, 2, 3, 4$. Плотности песчаного основания $\rho = 1,5; 1,55$ г/см³.

Вертикальные и горизонтальные перемещения контролировали индикаторами часового типа ИЧ-10 с точностью измерения 0,1 мм.

Результаты экспериментов

Полученные данные приведены на рис. 2-13 и в табл. 1-11. Во всех опытах диаметр нагруженной модели был одинаковый и равный 100 мм.

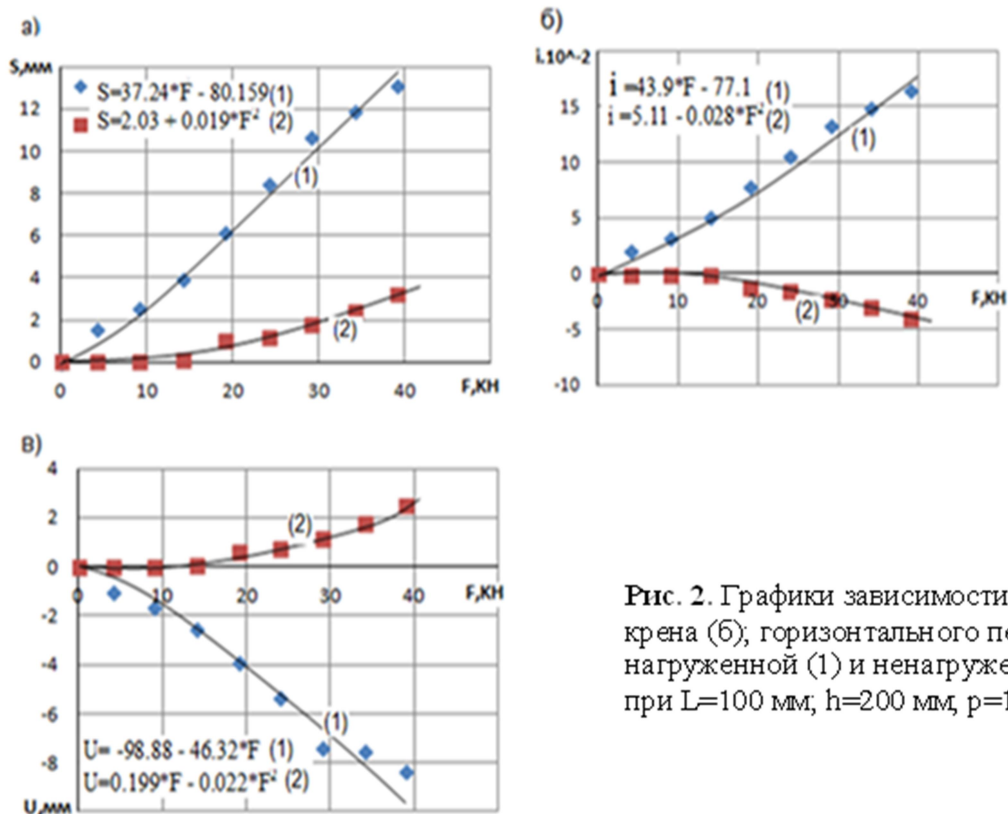


Рис. 2. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в); нагруженной (1) и ненагруженной модели (2) при $L=100$ мм; $h=200$ мм; $\rho=1,5$ г/см³; $e_0=0$

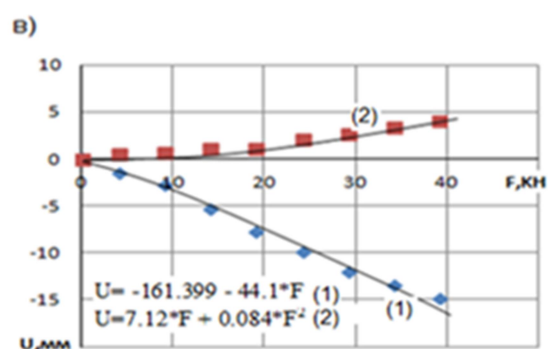
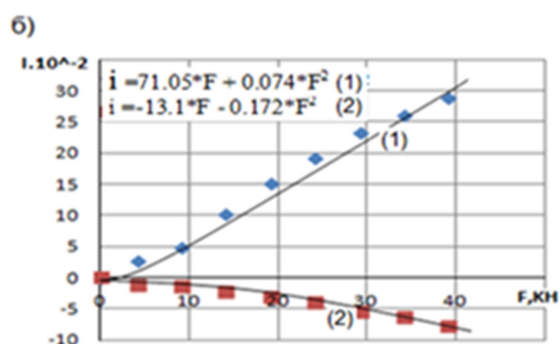
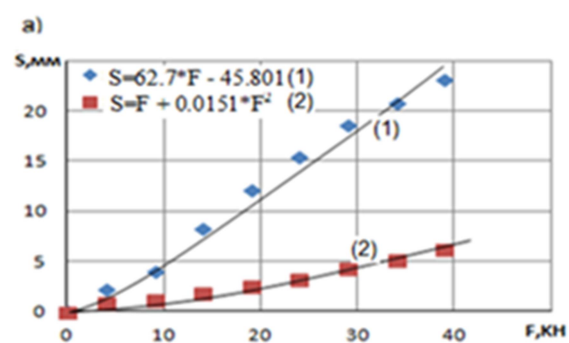


Рис. 3. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в); нагруженной (1) и ненагруженной модели (2) при $L=100$ мм, $h=200$ мм, $\rho=1,5$ г/см³, $e_0=0,5$

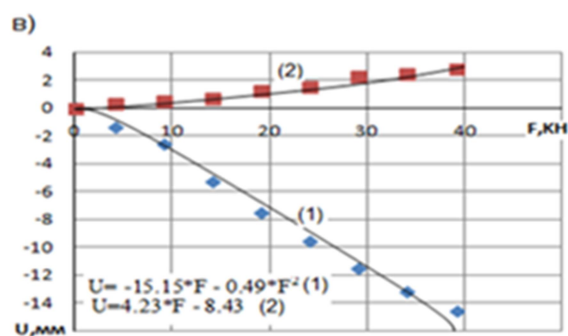
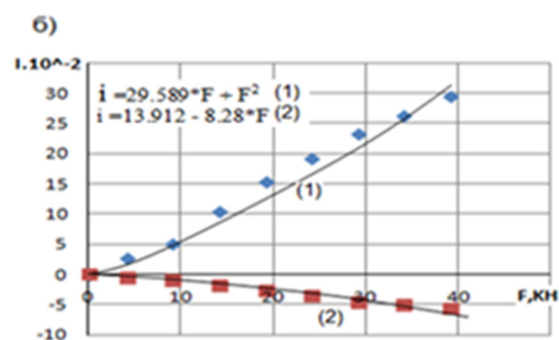
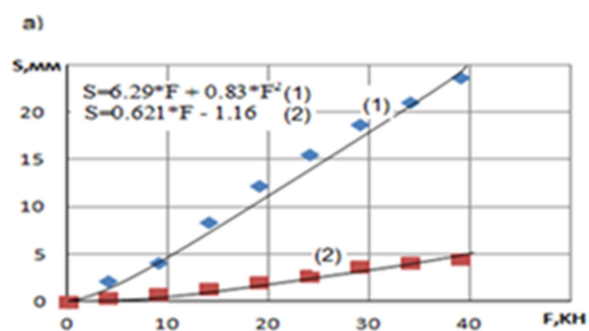


Рис. 4. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в); нагруженной (1) и ненагруженной модели (2) при $L=400$ мм, $h=200$ мм, $\rho=1,5$ г/см³, $e_0=0,5$

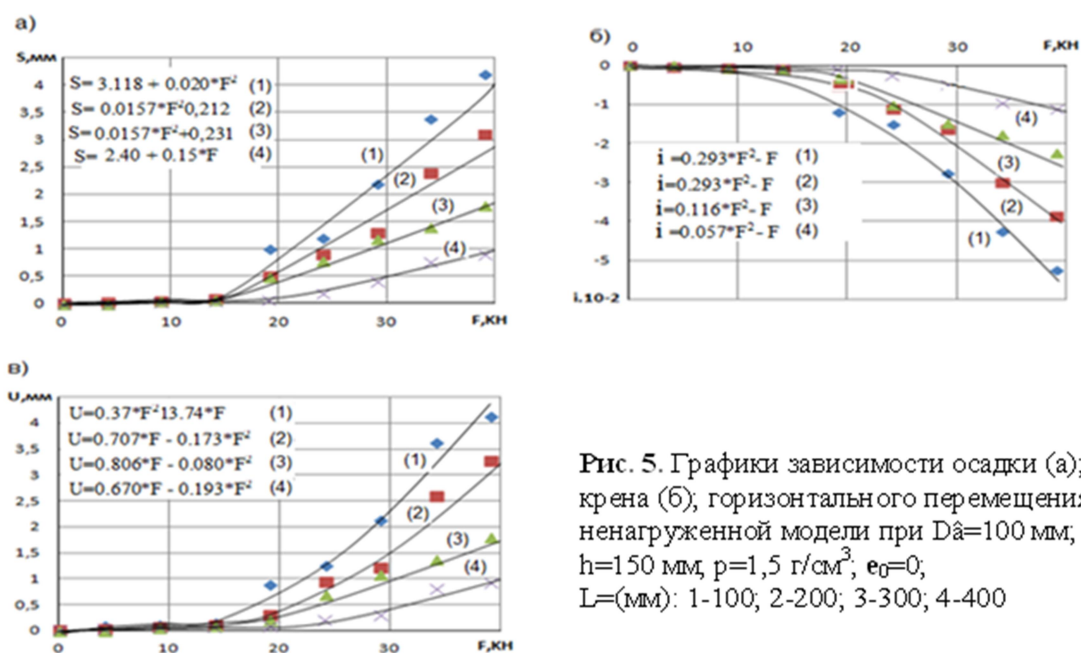


Рис. 5. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в); ненагруженной модели при $D\hat{a}=100$ мм, $h=150$ мм, $\rho=1,5$ г/см³, $e_0=0$, $L=(\text{мм})$: 1-100; 2-200; 3-300; 4-400

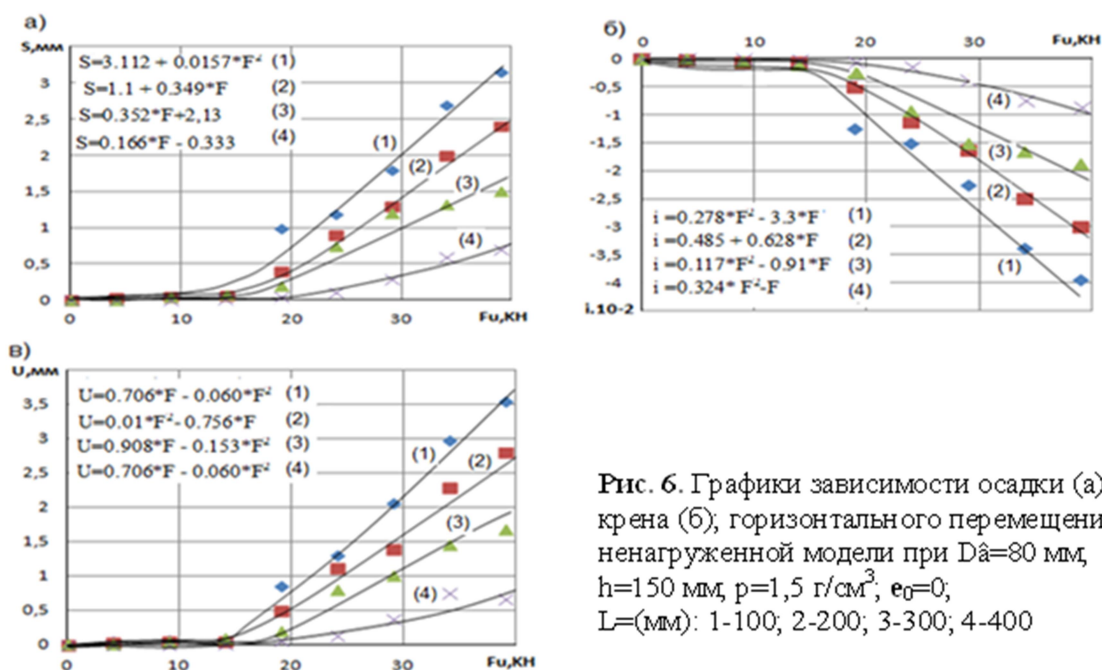


Рис. 6. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в); ненагруженной модели при $D\hat{a}=80$ мм, $h=150$ мм, $\rho=1,5$ г/см³, $e_0=0$, $L=(\text{мм})$: 1-100; 2-200; 3-300; 4-400

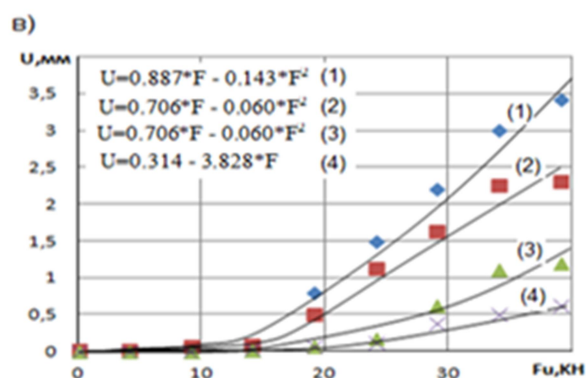
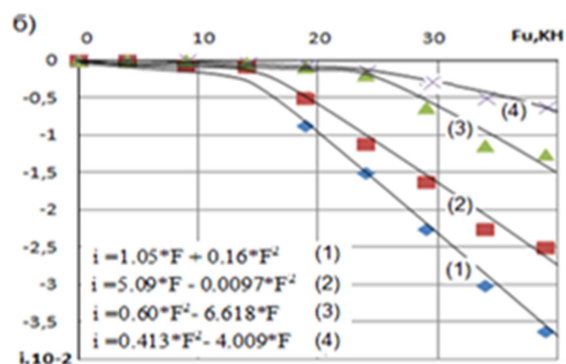
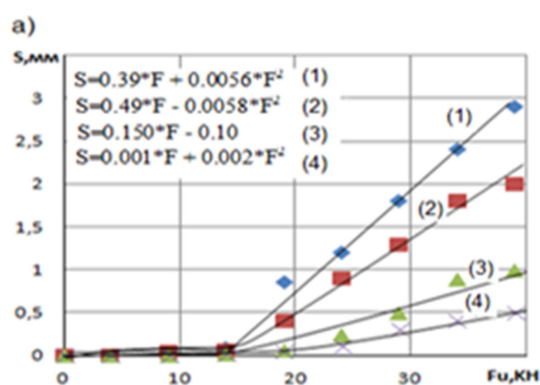


Рис. 7. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в); ненагруженной модели при $D=60$ мм, $h=150$ мм, $\rho=1,5$ г/см³, $e_0=0$; $L=(\text{мм})$: 1-100; 2-200; 3-300; 4-400

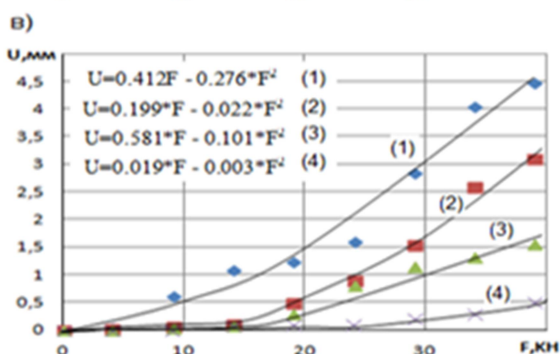
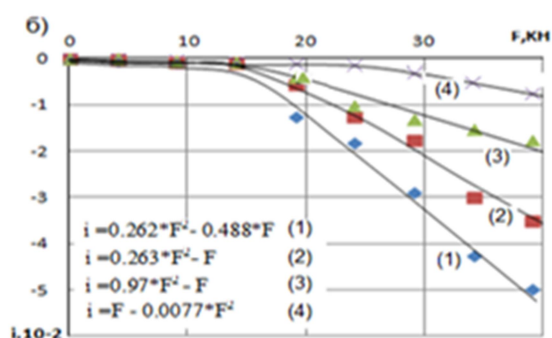
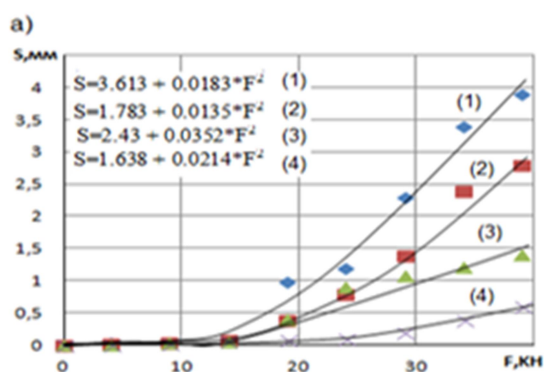


Рис. 8. Графики зависимости осадки (а); крена (б); горизонтального перемещения (в); ненагруженной модели при $D=100$ мм, $h=150$ мм, $\rho=1,55$ г/см³, $e_0=0$; $L=(\text{мм})$: 1-100; 2-200; 3-300; 4-400

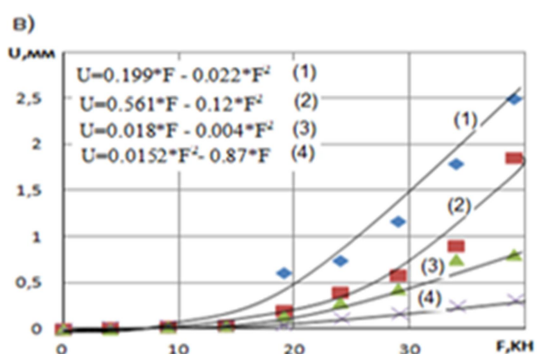
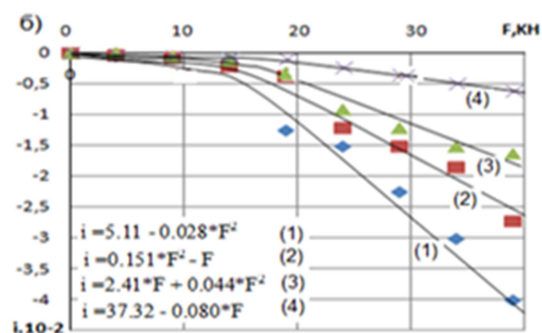
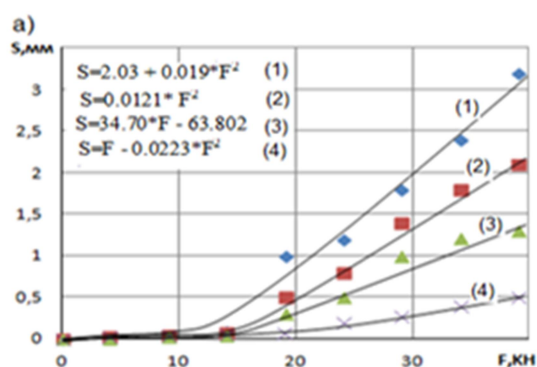


Рис. 9. Графики зависимости осадки (а), крена (б), горизонтального перемещения (в); ненагруженной модели при $D\hat{a}=100$ мм; $h=200$ мм, $\rho=1,5$ г/см³, $e_0=0$; $L=(\text{мм})$: 1-100; 2-200; 3-300; 4-400

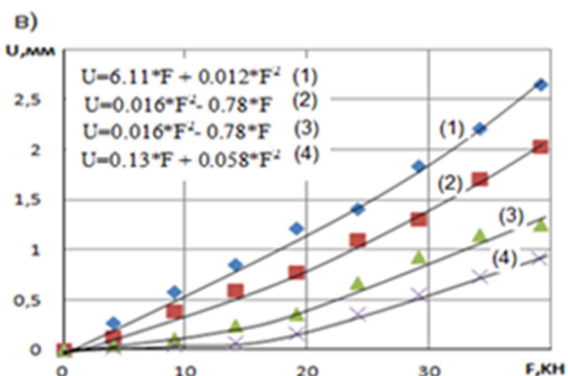
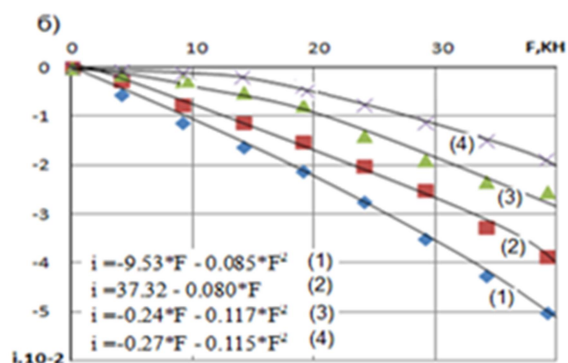
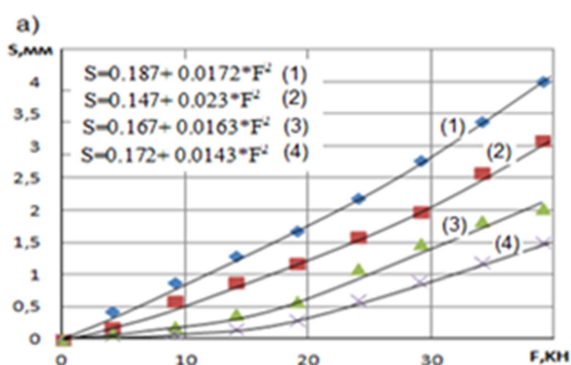


Рис. 10. Графики зависимости осадки (а), крена (б), горизонтального перемещения (в); ненагруженной модели при $D\hat{a}=100$ мм; $h=200$ мм, $\rho=1,5$ г/см³, $e_0=0,25$; $L=(\text{мм})$: 1-100; 2-200; 3-300; 4-400

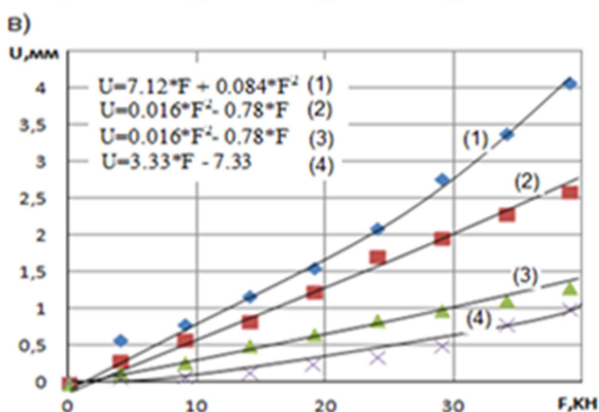
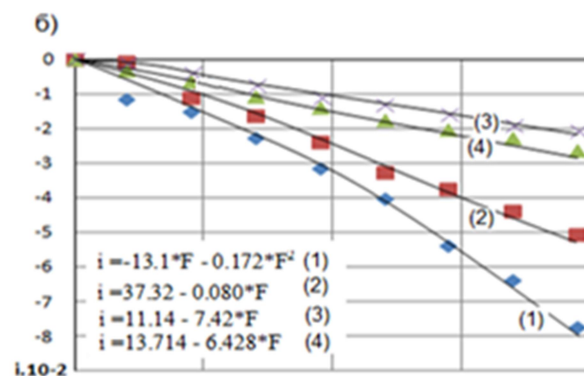
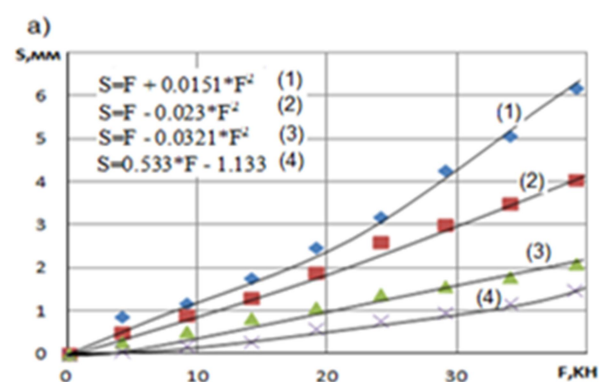


Рис. 11. Графики зависимости осадки (а), крена (б), горизонтального перемещения (в); ненагруженной модели при $D\hat{a}=100$ мм, $h=200$ мм, $\rho=1,5$ г/см³, $e_0=0, 5$; $L=(\text{мм})$: 1-100; 2-200; 3-300; 4-400

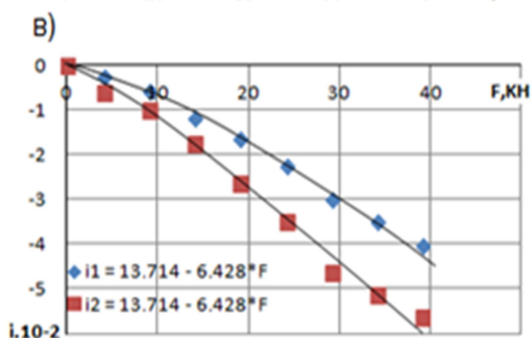
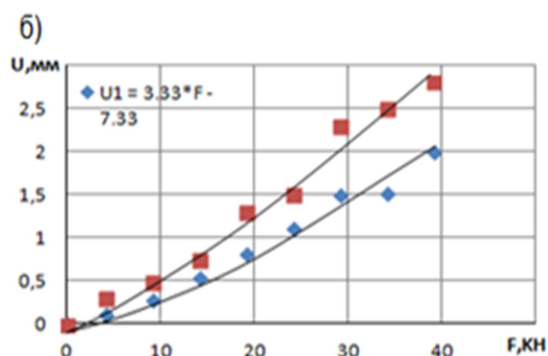
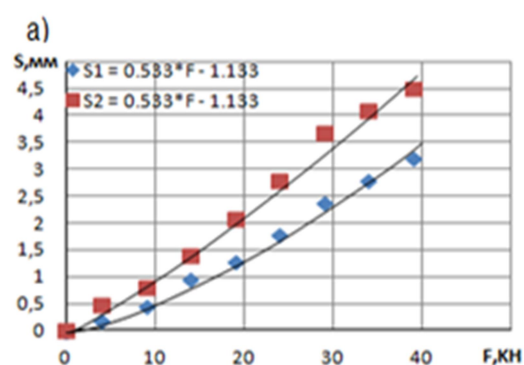


Рис. 12. Графики зависимости осадки (а), крена (б), горизонтального перемещения (в); ненагруженной модели при $D\hat{a}=100$ мм, $h=200$ мм, $\rho=1,5$ г/см³, $e_0=(-0,25; -0,5)$; $L=100$ мм

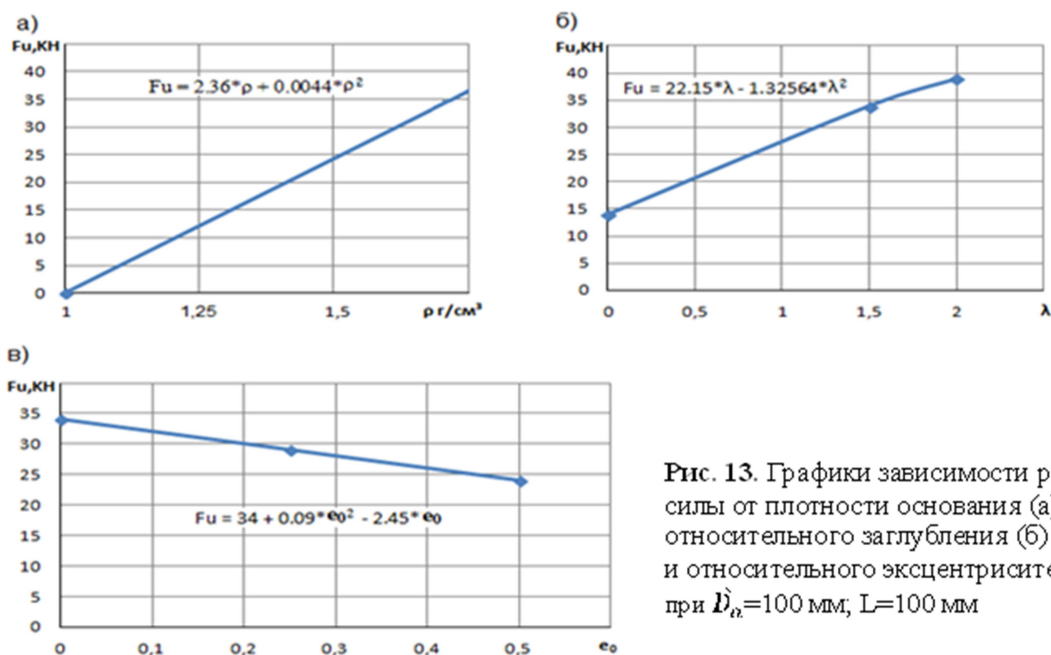


Рис. 13. Графики зависимости разрушающей силы от плотности основания (а), относительного заглубления (б) и относительного эксцентриситета (в) при $\dot{D}_a=100$ мм, $L=100$ мм

Таблица 1

Сравнение результатов опытов при $\dot{D}_a=100$ мм; $h=150$ мм; $\rho=1,5$ г/см³; $e_0=0$

L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	$S_{max}, \text{мм}$	$U_{max}, \text{мм}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$	$S_{max}, \text{мм}$	$U_{max}, \text{мм}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$
100	17,08	-20,02	21,35	4,20	4,12	-5,25
200	16,33	-19,8	20,41	3,10	3,27	-3,87
300	15,70	-19,0	19,62	1,80	1,8	-2,25
400	15,22	-18,8	19,02	0,90	0,8	-1,12

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$S = 530 - 1,1 \cdot L; \quad (5)$$

$$U = 546,6 - 1,34 \cdot L; \quad (6)$$

$$i = 1,37 \cdot L - 662,3. \quad (7)$$

Таблица 2

Сравнение результатов опытов при $\dot{D}_a=80$ мм; $h=150$ мм; $\rho=1,5$ г/см³; $e_0=0$

L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	$S_{max}, \text{мм}$	$U_{max}, \text{мм}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$	$S_{max}, \text{мм}$	$U_{max}, \text{мм}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$
100	16,90	-20,4	21,12	3,15	3,53	-3,93

L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	$S_{max, мм}$	$U_{max, мм}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$	$S_{max, мм}$	$U_{max, мм}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$
200	16,63	-20,2	20,78	2,40	2,8	-3,00
300	15,70	-19,1	19,62	1,50	1,67	-1,87
400	14,32	-17,5	17,90	0,70	0,67	-0,875

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$S = 396,6 - 0,816 \cdot L ; \quad (8)$$

$$U = 396,67 - 0,816 \cdot L ; \quad (9)$$

$$i = -144 - 0,0045 \cdot L^2 . \quad (10)$$

Таблица 3

Сравнение результатов опытов при $D_a=60 мм$; $h=150 мм$; $\rho=1,5 г/см^3$; $e_0=0$

L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	$S_{max, мм}$	$U_{max, мм}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$	$S_{max, мм}$	$U_{max, мм}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$
100	16,92	-20,9	21,15	2,90	3,42	-3,62
200	16,65	-20,6	20,81	2,00	2,3	-2,50
300	15,30	-18,9	19,12	1,00	1,2	-1,25
400	14,02	-17,3	17,52	0,50	0,62	-0,625

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$S = 368,22 - 0,817 \cdot L ; \quad (11)$$

$$U = 0,116 \cdot L ; \quad (12)$$

$$i = -0,0914 - 1,56 \cdot L . \quad (13)$$

Таблица 4

Сравнение результатов опытов при $D_a=100 мм$; $h=150 мм$; $\rho=1,55 г/см^3$; $e_0=0$

L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	$S_{max, мм}$	$U_{max, мм}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$	$S_{max, мм}$	$U_{max, мм}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$
100	13,6	-16,2	17,00	3,90	4,47	-4,87
200	13,2	-15,7	16,50	2,80	3,10	-3,50
300	12,8	-15,2	16,08	1,40	1,55	-1,75
400	12,2	-15,0	15,27	0,60	0,5	0,75

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$S = 500 - 1,10 \cdot L ; \quad (14)$$

$$U = 597,46 - 1,48 \quad (15)$$

$$i = 1,86 \cdot L - 699,5 . \quad (16)$$

Таблица 5

Сравнение результатов опытов при $\hat{D}_a=100\text{мм}$; $h=200\text{мм}$; $\rho=1,5\text{ г/см}^3$; $e_0=0$

L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	$S_{max, \text{мм}}$	$U_{max, \text{мм}}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$	$S_{max, \text{мм}}$	$U_{max, \text{мм}}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$
100	13,08	-8,27	16,35	3,20	2,5	-4,00
200	13,0	-8,13	16,06	2,10	1,86	-2,72
300	12,70	-7,93	15,87	1,30	0,81	-1,62
400	11,22	-7,01	14,02	0,50	0,31	-0,62

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$S = 411,34 - 0,924 \cdot L ; \quad (17)$$

$$U = 29 + 0,028 \cdot L ; \quad (18)$$

$$i = -1,95 - 0,338 \cdot L . \quad (19)$$

Таблица 6

Сравнение результатов опытов при $\hat{D}_a=100\text{ мм}$; $h=200\text{ мм}$; $\rho=1,5\text{ г/см}^3$; $e_0=0,25$

L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	$S_{max, \text{мм}}$	$U_{max, \text{мм}}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$	$S_{max, \text{мм}}$	$U_{max, \text{мм}}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$
100	14,8	14,08	-9,1	17,6	4,02	2,66
200	14,02	-8,96	17,52	3,10	2,03	-3,87
300	13,95	-8,78	17,56	2,03	1,26	-2,53
400	13,52	-8,7	17,4	1,50	0,93	-1,87

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$S = 250,20 - 0,194 \cdot L \quad (20)$$

$$U = 468,28 - L ; \quad (21)$$

$$i = 17,17 - 0,730 \cdot L . \quad (22)$$

Таблица 7

Сравнение результатов опытов при $\hat{D}_a=100\text{ мм}$; $h=200\text{ мм}$; $\rho=1,5\text{ г/см}^3$; $e_0=0,5$

L, мм	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	$S_{max, \text{мм}}$	$U_{max, \text{мм}}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$	$S_{max, \text{мм}}$	$U_{max, \text{мм}}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$
100	23,08	-14,82	28,85	6,20	4,07	-7,75
200	22,70	-14,38	28,37	4,05	3,2	-5,06
300	22,00	-13,75	27,5	2,10	1,3	-2,62
400	21,40	-13,37	26,75	1,90	1,18	-2,37

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$S = 591,658 - L; \quad (23)$$

$$U = 942,69 + 0,0109 \cdot L^2 - 6,45 \cdot L; \quad (24)$$

$$i = 4,87 \cdot L - 1207,53 - 0,00612 \cdot L^2. \quad (25)$$

Таблица 8

Сравнение результатов опытов при $L=100$; $h=150$ мм; $\rho=1,5$ г/см³; эксцентриситета $e_0=0$

$\dot{D}_a, \text{мм}$	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	$S_{max, \text{мм}}$	$U_{max, \text{мм}}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$	$S_{max, \text{мм}}$	$U_{max, \text{мм}}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$
100	17,08	-20,02	21,35	4,20	4,12	-5,25
80	16,90	-204	21,12	3,15	3,53	-3,39
60	16,92	21,15	21,9	2,90	3,42	-3,62

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$S = 94,99 + 3,25 \cdot \dot{D}_a; \quad (26)$$

$$U = 236,94 + 1,75 \cdot \dot{D}_a; \quad (27)$$

$$i = -115,99 - 4,09 \cdot \dot{D}_a. \quad (28)$$

Таблица 9

Сравнение результатов опытов при $\dot{D}_a=100$ мм; $L=100$; $h=1,5$ г/см³; $e_0=0$

$\rho \text{ г/см}^3$	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	$S_{max, \text{мм}}$	$U_{max, \text{мм}}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$	$S_{max, \text{мм}}$	$U_{max, \text{мм}}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$
1,5	17,08	-20,02	21,35	4,20	4,12	-5,25
1,55	13,6	-16,2	17,00	3,90	4,47	-4,87

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$S = 423,21 - 0,214 \cdot \rho; \quad (29)$$

$$U = 408,25 + 0,25 \cdot \rho; \quad (30)$$

$$i = 0,271 \cdot \rho - 529,07. \quad (31)$$

Таблица 10

Сравнение результатов опытов при $\dot{D}_a=100$ мм; $L=100$; $\rho=1,5$ г/см³; $e_0=0$

λ	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	$S_{max, \text{мм}}$	$U_{max, \text{мм}}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$	$S_{max, \text{мм}}$	$U_{max, \text{мм}}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$
1,5	17,08	-20,02	21,35	4,20	4,12	-5,25
2	13,08	-8,27	16,35	3,20	2,5	-4,0

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$S = 304,61 + 7,69 * \lambda; \quad (32)$$

$$U = 29,76 * \lambda - 34,53; \quad (33)$$

$$i = 34,61 - 37,307 * \lambda. \quad (34)$$

Таблица 11

Сравнение результатов опытов при $\bar{D}_a = 100$ мм; $L=100$; $h=200$ мм; $\rho=1,5$ г/см³

e_0	Перемещения моделей					
	нагруженной			ненагруженной		
	$S_{max,MM}$	$U_{max,MM}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$	$S_{max,MM}$	$U_{max,MM}$	$i_{max} \cdot 10^{-2}$
0	13,08	-8,27	16,35	3,20	2,5	-4,0
0,25	14,08	-9,1	17,6	4,02	2,66	-5,02
0,5	23,08	-14,82	28,85	6,20	4,07	-7,75
-0,25	15,13	-9,45	18,91	3,20	2,0	-4
-0,5	23,60	-14,52	29,5	4,50	2,82	-5,62

Функциональные зависимости перемещений ненагруженной модели фундамента от влияния нагруженной:

$$S = 455,50 + e_0 - 0,143 * e^2; \quad (35)$$

$$U = 255,57 + 4,902 * e_0 - 0,179 * e^2; \quad (36)$$

$$i = 0,403 * e^2 - 519,13 - 10,5 * e_0. \quad (37)$$

Выводы

1. Силовые поля, возникающие в основании подземных конструкций, их наложение и взаимодействие вызывают дополнительные перемещения и усилия в элементах здания и узлах сопряжения. В зависимости от сочетания различных параметров (жесткости, реологических свойств материалов, дефектов и т.д.) перераспределение усилий и перемещений может продолжаться длительное время с разными скоростями. Возникают разного рода повреждения.
2. Экспериментально определены функции влияния различных параметров (расстояния между фундаментами, эксцентриситетов приложения силы, плотности грунтового основания).
3. Дальнейшие эксперименты будут направлены на получение функций влияния угла наклона силы и его знака, формы фундаментов и др.

Библиографический список

1. Абрамов, Л.Т. Исследование распределения напряжений в грунтах от статической нагрузки // Л.Т. Абрамов, И.М. Крыжановский, А.Г. Петрова// Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1968. - № 4. - С. 11-12.
2. Алексеев, С.И. (www.buildcalc.ru/Learning/Soilmmechanics/Open.aspx?id=Chapter13&part=2).
3. Галин, Л. А. Контактные задачи теории упругости и вязкоупругости / Л.А. Галин. - М.: Стройиздат, 1980. – 304 с.

4. Гинзбург, Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции/ Л.К. Гинзбург. - М.: Стройиздат, 1979. – 81 с.
5. Далматов, Б.И. Расчет оснований зданий и сооружений по предельным состояниям/ Б.И. Далматов. - Л.: Стройиздат, 1968. – 116 с.
6. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебник / Б.И. Далматов. - М.: Стройиздат, 1988. – 415 с.
7. Караулов, А.М. Несущая способность оснований осесимметричных фундаментов зданий и сооружений / А.М. Караулов. - СПб., 2009. – 46 с.
8. Леденёв, В.В. Прочность и деформативность оснований заглубленных фундаментов/ В.В. Леденев. – Воронеж: ВГУ, 1990. – 224 с.
9. Леденев, В.В. Предупреждение аварий: учеб. пособие / В.В. Леденев, В.И. Скрылев/ Тамбов. ТГТУ, - Тамбов, 2000. – 240 с.
10. Леденёв, В.В. Анализ причин аварий зданий и пути повышения надежности / В. В. Леденёв, В. Г. Однолько // Вестн. Тамб. гос. техн. ун-та. – 2012. : Т. 18. – N2. – С. 449-457.
11. Мазов, А.А. Экспериментальные исследования характера распределения горизонтальных напряжений в грунтах при разных схемах нагружения / А.А. Мазов, Х.М. Алшутайри, В.В. Леденёв, Я.В. Савинов // Прогрессивные технологии развития: сб. науч. ст. по мат-ам междунар. науч.-практ. конф. 17 декабря 2004. – Тамбов, 2004. –С. 226-228.
12. Рекомендации по расчету осадок, кренов и усилий в фундаментах существующих промышленных зданий от влияния вновь пристраиваемых зданий и сооружений // Харьковский Промстройинипроект. – М.: Стройиздат, 1987. – 104 с.
13. Рекомендации по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной застройки. Правительство Москвы, МосКомархитектуры. – М.: Стройиздат, 1999. – 55 с.
14. Сотников, С. Н. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений / С. Н. Сотников, В. Г. Симагин, В. П. Вершинин. – М.: Стройиздат, 1986.
15. Шапиро, Д. М. Теория и расчетные модели оснований и объектов геотехники: монография / Д. М. Шапиро. – Воронеж : Науч. кн., 2012. – 163 с.
16. Экспериментальные методы исследования деформаций и напряжений: справочное пособие / Б. С. Касаткин, А. Б. Кудрин, Л. М. Лобанов[и др.]. – Киев : Наукова думка, 1981. - 583 с.
17. Meyerhof, G.G. The ultimate bearing capacity of foundations// Geotechnique, 1951. - Vol. 2. – N4.-P. 301-332.

References

1. Abramov, L.T. Research of stress distribution in soils in dependence of static load // L.T. Abramov, I.M. Krizhanovsky, A.G. Petrova// Bases, foundations and soil mechanics. – 1968. - № 4. - P. 11-12.
2. Alexeev, S.I. (www.buildcalc.ru/Learning/Soilmechanics/Open.aspx?id=Chapter13&part=2).
3. Galkin, L.A. Contact problems of the theory of elasticity and viscoelasticity/ L.A. Galkin. - М.: Stroiizdat, 1980. – 304 p.
4. Ginsburg, L.K. Antisliding restrain structures/ L.K. Ginsburg. - М.: Stroiizdat, М.:1979. – 81 p.
5. Dalmatov, B.I. Расчет оснований зданий и сооружений по предельным состояниям/ B.I. Dalmatov. - L.: Stroiizdat, 1968. – 116 p.
6. Dalmatov, B.I. Soil, basis and foundation mechanics: textbook / B.I. Dalmatov. - М.: Stroiizdat, 1988. – 415 p.
7. Karaulov, A.M. Bearing capacity of axisymmetric foundations of buildings and structures / A.M. Karaulov. – St.P., 2009. – 46 p.

8. Ledenyov, V.V. Strength and deformability of bases of buried foundations/ V.V. Ledenyov. – Voronezh: BGU, 1990. – 224 p.
9. Ledenyov, V.V Accidents protection: tyextbook / V.V. Ledenyov, V.I. Skrilyov. – Tambov. GTU, 2000. – 240 p.
10. Ledenyov, V.V. The analysis of building damages causes and the ways of reliability enhancement / V.V. Ledenyov, V.G. Odnolko // Bulletin. Tamb. state. techn. university. – 2012: T. 18. –N2– P. 449-457.
11. Mazov, A.A. Experimental investigations of behavior of distribution of horizontal stresses in soils under different schemes of loading / A.A. Mazov, H.M. Alshutairy, V.V. Ledenyov, Ya. V. Savinov // Progressive technologies of development: collection of sc. Articles on Scientific materials of international conference of 17th of December 2004. – Tambov, 2004. –P. 226-228.
12. Recommendations on calculation of settlements, careens and stresses in foundations of exist industrial buildings caused by newly attached buildings and structures. // Kharkov Promstroin-iiproject. – M.: Stroiizdat, 1987. – 104 p.
13. Recommendations on design and foundation during buildings construction just near exist ones in the conditions of compact planning. Moscow Administration, Moscomarchitecture. – M.: Stroiizdat, 1999. – 55 p.
14. Sotnikov, S. N. Design and construction of foundations near the exist structures / S. N.Sotnikov, V. G. Simagin, V. P. Vershilin. – M.: Stroiizdat, 1986.
15. Shapiro, D.M. Theory and computation models of foundations and objects of geotecnique/ D.M. Shapiro. – Voronezh: Nauchnaya Kniga, 2012. – 163 p.
16. Experimental methods of investigation of deformations and stresses: reference book / B. S. Kasatkin, A. B. Kudrin, L. M. Lobanov and others. – Kiev: Naukova Dumka, 1981. - 583 p.
17. Meyerhof, G.G. The ultimate bearing capacity of foundations//Geotechnique,1951. - Vol. 2. – N4.-P. 301-332.

Ключевые слова: фундамент, основание, перемещения, нагрузка, взаимное влияние.

Keywords: foundation , base, deformation, stress, impact .

Научное издание

**СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА
И КОНСТРУКЦИИ**

Научно-технический журнал

Выпуск №1 (8), 2014

Редакторы Аграновская Н.Н., Акритова Е.В.

Подп. в печать 18.06.2014. Формат 60x84 1/8. Уч.-изд. л. 17,6. Усл.-печ. л. 17,5.
Бумага писчая. Тираж 200 экз. Заказ № .

Отпечатано: отдел оперативной полиграфии
издательства учебной литературы и учебно-методических пособий
Воронежского ГАСУ
394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84