



ISSN 2219-1038

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал

Выпуск №1(2), 2011

Учредитель

Государственное
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 редактор

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., к.т.н., доц.

Иванов Ю.В., к.т.н. доц.

Андреев А.В., к.т.н., доц.

Рогатнев Ю.Ф., к.т.н., доц.

СОДЕРЖАНИЕ

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

Ефрюшин С.В., Викулов М.А., Черкасов С.В.

Применение линейного программирования
для построения гиперповерхности предельных усилий
сечений жесткопластических стержней

5

Аверин А.Н.

Напряженно-деформируемое состояние пологой
оболочки при действии сосредоточенных нагрузок

12

Синозерский А.Н., Мухтаров Р.А.

Определение условных деформаций при
внецентренном сжатии с постоянной скоростью
нагружения призм из мелкозернистого бетона

18

Синозерский А.Н., Мухтаров Р.А.

Определение усилий, соответствующих началу
микротрещинообразования, при внецентренных
нагружениях призм из мелкозернистого бетона
28-дневного возраста по методике условных деформаций

24

ПРИКЛАДНЫЕ ЗАДАЧИ МЕХАНИКИ ДЕФОРМИРУЕМОГО ТВЕРДОГО ТЕЛА

Барченкова Н.А., Минаев Н.В.

Анализ напряженно-деформированного состояния
упруго подкрепленной полосы с учетом начальных
несовершенств

27

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Николаев А.Ф., Сова Н.С., Алирзаев И.Ш.

Усиление строительных конструкций под нагрузкой

34

Свентиков А.А., Болдырев А.М.

Расчет висячих стержневых конструкций
с учетом истории нагружения

38

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

- Сафронов В.С., Доманов Д.И.**
Оценка риска разрушения нормальных сечений железобетонных балок произвольной формы **46**
- Кузнецов И.Н.**
Влияние локального изменения характеристик грунтового основания на напряженно-деформированное состояние кирпичных жилых зданий **52**

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ

- Сафронов В.С., Зазвонов В.В.**
Влияние деформативности опорных закреплений на напряженно-деформированное состояние сводчатых пролетных строений грунтозасыпных мостов **57**

ВОЗДЕЙСТВИЕ ПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКИ НА УПРУГИЕ СИСТЕМЫ

- Суханова Ю.А., Сафронов В.С.**
Динамический расчет висячего трубопровода при гидравлическом ударе **67**
- Гриднев С.Ю.**
Моделирование пространственных колебаний упруго опертого сталежелезобетонного пролетного строения моста при подвижной нагрузке **78**

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

- Леденев В.В., Чуканов М.А., Чуксин В.С.**
Зависимость горизонтальных напряжений в грунте от действия вертикальной нагрузки на фундамент и плотности основания **86**
- Леденев В.В., Струлев В.М., Азама Нилас**
Влияние конструктивного решения опорных плитно-стержневых конструкций на перемещения и несущую способность песчаного основания **93**
- Леденев В.В., Тью Тхи Хоанг Ань**
Влияние эксцентриситета на вертикальные перемещения фундаментов глубокого заложения **101**

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛОВ

- Сова Н.С., Алирзаев И.Ш.**
Методика применения систематизированных табличных форм в техническом обследовании зданий и сооружений **106**
- Синозерский А.Н., Мухтаров Р.А.**
Зависимость условных деформаций, характеризующих нижнюю границу образования микротрещин мелкозернистого бетона 28-дневного возраста, от эксцентриситета приложения с постоянной скоростью сжимающей силы **115**

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.

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 (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.

Ефреюшину Сергею Владимировичу,
тел./ факс: +7 (473) 2715230
E-mail: ooo.stroyнаука@mail.ru

отв. секретарю, канд. техн. наук, доц.

Габриеляну Грайру Егншеевичу
тел./ факс: +7 (473) 2715230
E-mail: grayr2010@rambler.ru

Редакторы
Аграновская Н.Н.
Акритова Е.В.

Компьютерная верстка
Московченко В.В.

Подп. в печать 06.06. 2011.
Формат 60x84 1/8.
Усл.-печ. л. 14,7. Уч.-изд. л. 14,8.
Бумага писчая. Тираж 200 экз. Заказ №

Отпечатано: отдел оперативной полиграфии
издательства учебной литературы
и учебно-методических пособий
Воронежского государственного
архитектурно-строительного
университета

394006 Воронеж,
ул. 20-летия Октября, 84

© Воронежский государственный
архитектурно-строительный



ISSN 2219-1038

STRUCTURAL MECHANICS AND STRUCTURES

Scientific-Technical Journal

Issue №1(2), 2011

Founder

State Educational Institute
of Higher Vocational Educa-
tion

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. Efryushin

Senior Secretary

PhD G.E. Gabrielyan

Technical Secretary

Sc. associate V.M. Flavianov

Members of editorial board

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

PhD A.A. Sventikov

PhD Y.V. Ivanov

PhD A.V. Andreev

PhD Y.F. Rogatnev

CONTENTS

STRUCTURAL MECHANICS AND STRENGTH OF MATERIALS

S.V. Efryushin, M.A. Vikulov, S.V. Chercasov	
Application of linear programming for construction of hypersurface of rigid-plastic rod section limited efforts	5
A.N. Averin	
Deflected mode of depressed shell under effect of concentrated loads.	12
A.N. Sinozyorsky, R.A. Muhtarov	
Determination of conventional strains at eccentric compression with constant speed of prisms from fine concrete	18
A.N. Sinozyorsky, R.A. Muhtarov	
Determination of stresses relevant to beginning of microcrack propagation under extracentral loadings of prisms from fine concrete of 28 days age according to procedure of conventional strains	24

APPLIED PROBLEMS OF DEFORMABLE BODY MECHANICS

N.A. Barchenkova. N.V. Minaev	
Analysis of deflected mode of elastically supported band subject to initial imperfections	27

CALCULATION AND DESIGN OF METAL STRUCTURES

A.F. Nikolaev, N.S. Sova, I. Sh. Alirzaev	
Building structures reinforcement under loading	34
A.A. Sventikov, A.M. Boldirev	
Calculation design of suspended framing subject to loading history	38

**CALCULATION AND DESIGN
OF REINFORCED CONCRETE
STRUCTURE**

V.S. Safonov, D. Domanov
Risk assessment of fracture of arbitrary shaped reinforced concrete beams of normal sections **46**

I.N. Kuznetsov
Ground base characteristic local change effect on deflected mode of brick residential buildings **52**

**BRIDGE AND TRANSPORT TUNNEL
STRUCTURE CALCULATION
AND DESIGN**

V.S. Safronov, V.V. Zazvonov.
Effect of Consolidation Piles deformability on deflected mode of ground filled bridge arched spans **57**

MOBILE LOAD EFFECT ON ELASTIC SYSTEMS

U.A. Suhanov, V.S. Safrnov
Dynamic analysis of suspension pipeline while knocking **67**

S.U. Gridnev
Modeling of spatial oscillation of elastically supported composite bridge span under mobile loading **78**

**CALCULATION AND DESIGN
OF BASES AND FOUNDATIONS**

**V.V. Ledenev, M.A. Chukanova,
V.S. Chuksin**
Dependence of horizontal stress in ground on vertical load effect on foundation and base density **86**

**V.V. Ledenev, V.M. Strulev,
Azama Nilas**
Influence of suspended slabby framing structures constructive conception on displacement and bearing capacity of sand base **93**

V. V. Ledenev, Chu Thi Hoang Anh
Effect of eccentricity on vertical displacement of deep foundations **101**

**EXPERIMENTAL AND NATURAL
INVESTIGATION OF STRUCTURES
AND MATERIALS**

N.S. Sova, I.Sh. Alirzaev
Method of systematized tabular forms in auscultation of structures and buildings **106**

A.N. Sinezyorsky. R.A. Muhtarov
Dependence of conventional strains characterizing low boarder of microcrack formation of 28-days age fine concrete on eccentricity of application with constant speed of compressive force **115**

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

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

**Concerning 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

Concerning the article placing in the journal
one can address:

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

Senior secretary:

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

Editor
N.N. Agranovskaya
E.V. Akritova

Computer Imposition
V.V. Moskovchenko

Printed: office of operated polygraphy
of Voronezh State University of
Architecture and Civil Engineering
84, 20-letie Oktyabrya
394006 Voronezh Russia

© Voronezh State
University of Architecture
and Civil Engineering

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

УДК 624.042+624.072

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

*Аспирант кафедры строительной механики
М.А. Викулов*

*Ассист. кафедры строительной механики
С.В. Черкасов*

*Россия, г. Воронеж, тел. 8(473)292-37-69;
email: vikulovmiha@mail.ru*

*Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering y
PhD of Tech. Science., Associate Professor
of Department of Structural Mechanics
S.V. Efryushin*

*Postgraduate of (Sub)department of Structural
Mechanics M.A. Vikulov*

*Lecturer of (Sub)department of Structural
Mechanics S.V. Cherkasov*

*Voronezh, Russia, tel.: 8(473)292-37-69;
email: vikulovmiha@mail.ru*

С.В. Ефрюшин, М.А. Викулов, С.В. Черкасов

ПРИМЕНЕНИЕ ЛИНЕЙНОГО ПРОГРАММИРОВАНИЯ ДЛЯ ПОСТРОЕНИЯ ГИПЕРПОВЕРХНОСТИ ПРЕДЕЛЬНЫХ УСИЛИЙ СЕЧЕНИЙ ЖЕСТКОПЛАСТИЧЕСКИХ СТЕРЖНЕЙ

Предлагается численный метод построения гиперповерхности предельных усилий методом линейного программирования. Данный метод позволяет применять его к сечениям произвольной формы, состоящим из областей различных материалов, для которых могут формулироваться любые условия пластичности. В работе приведен ряд примеров, для которых сравнивается численное решение и аналитическое.

S.V.Efryshin, M.A.Vikulov, S.V.Cherkasov

APPLICATION OF LINEAR PROGRAMMING FOR CONSTRUCTION OF HYPERSURFACE OF RIGID-PLASTIC ROD SECTION LIMITED EFFORTS

Numerical technique of limited efforts hypersurface construction by linear programming method is proposed. This technique can be applied to sections of arbitrary shape consisting of different materials for which any plasticity conditions can be formulated. There are given examples for which numerical and analytical decisions are compared.

При оценке несущей способности стержневых систем на основе метода предельного равновесия необходимо формулировать условия пластичности. Для однородных сечений гиперповерхности предельных усилий в литературе представлены в аналитическом виде и имеют зачастую сложный вид [1]. В случае наличия шести компонент усилий для сечения, состоящего из нескольких материалов, аналитические выражения для гиперповерхности текучести получить не удастся. В работе предлагается универсальный численный метод решения указанной задачи, основанный на применении процедуры линейного программирования. Предлагаемый подход предусматривает дискретизацию области сечения на частичные участки. Для каждого участка формулируются свои условия текучести (Мезиса, Треска и т.д.) и составляются уравнения равновесия в глобальной системе координат сечения. Совокупность условий текучести и уравнений равновесия определяет статически допустимые условия. В качестве целевой функции задачи линейного программирования выступает мощность нагрузки, которая, согласно статической теореме предельного равновесия, должна

быть максимальной [2]. Таким образом, математическая модель задачи предельного равновесия сечения в статической формулировке имеет вид

$$\begin{cases} p_0 \rightarrow \max, \\ \Phi \cdot S \leq N, \\ A \cdot S = p_0 \cdot \eta, \end{cases} \quad (1)$$

где p_0 – параметр предельной нагрузки; S – вектор действительных усилий при пластическом разрушении; N_0 – вектор предельных усилий локальных областей; A – матрица уравнений равновесия локальных областей; η – вектор соотношений компонент усилий; Φ – матрица условий текучести.

Результатом решения задачи (1) является параметр предельных усилий p_0 и вектор действительных усилий S при пластическом разрушении сечения.

Для построения гиперповерхности или её отдельных частей необходимо задать совокупность векторов η и для каждого решить задачу линейного программирования (1).

Для определения границы, разделяющей области растяжения и сжатия для заданного соотношения компонент усилий, решается задача линейного программирования в кинематической постановке [2]. Математическая модель задачи в кинематической постановке имеет вид

$$\begin{cases} \lambda^T \cdot S \rightarrow \min, \\ A^T \cdot \dot{U} - \Phi^T \cdot \lambda = 0, \\ \lambda \geq 0; \dot{U}^T \cdot \eta = 1, \end{cases} \quad (2)$$

где λ – вектор скоростей деформаций; \dot{U} – вектор скоростей перемещений.

Результатом решения задачи (2) является вектор скоростей деформаций λ , знаки компонент которого позволяют определить положение оси, разделяющей растянутую и сжатую зону сечения.

Отметим, что указанный подход позволяет применить его к сечениям произвольной формы, состоящим из областей различных материалов, для которых могут формироваться любые условия пластичности. Поскольку, как правило, размерность задачи исследования сечения невысокая, в вычислительном плане алгоритм является достаточно эффективным.

Ниже рассмотрен ряд примеров применения алгоритма, на которых проводится сравнение с аналитическими решениями, приведёнными в литературе [3].

Пример 1. Рассмотрим квадратное сечение размером 0,1x0,1м с пределом текучести материала $\sigma_T=13$ МПа, к которому приложена продольная сила и крутящий момент. Сечение разделим на 120 областей, как показано на рис. 1. Решение задачи предельного равновесия дает график, изображенный на рис. 2. График отображает кривую предельных усилий сечения. По горизонтальной оси откладывается продольная сила, по вертикальной оси – крутящий момент. Величина предельной продольной силы, по решению задачи линейного программирования, составляет 130 кН, а величина предельного крутящего момента составляет 2,502 кН. Предельная продольная сила равна произведению площади сечения на предел текучести и составляет 130 кН. Аналитическая формула для определения предельного крутящего момента имеет вид

$$T_{кр} = \tau_T \cdot \frac{a^3}{3}, \quad (3)$$

где $T_{кр}$ – предельный крутящий момент сечения; τ_T – предельное касательное напряжение, равное $\sigma_T/\sqrt{3}$; a – сторона сечения квадрата. Величина предельного крутящего момента по (3) составляет 2,502 кН. Решения практически совпадают.

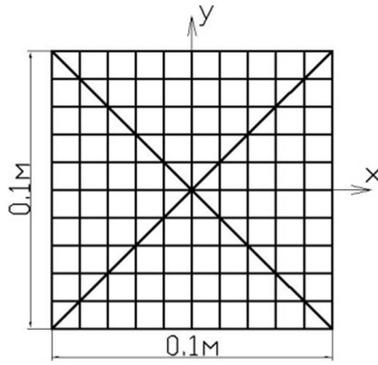


Рис. 1. Расчетная схема квадратного сечения

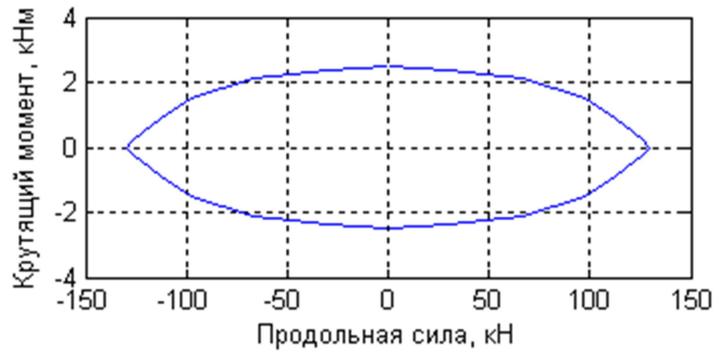


Рис. 2. Предельная поверхность квадратного сечения

Пример 2. Рассмотрим круглое сечение диаметром 0,1м с пределом текучести материала $\sigma_T=24$ МПа, к которому приложена продольная сила и крутящий момент. Сечение разделим на 88 областей, как показано на рис. 3.

Величина предельной продольной силы, по решению задачи линейного программирования, составляет 1884,96 кН, а величина предельного крутящего момента – 36,3006 кН. На графике рис. 4 эти точки находятся в вершинах фигуры предельной поверхности сечения на горизонтальной и вертикальной осях.

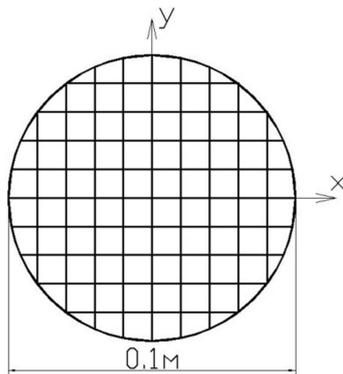


Рис. 3. Расчетная схема круглого сечения

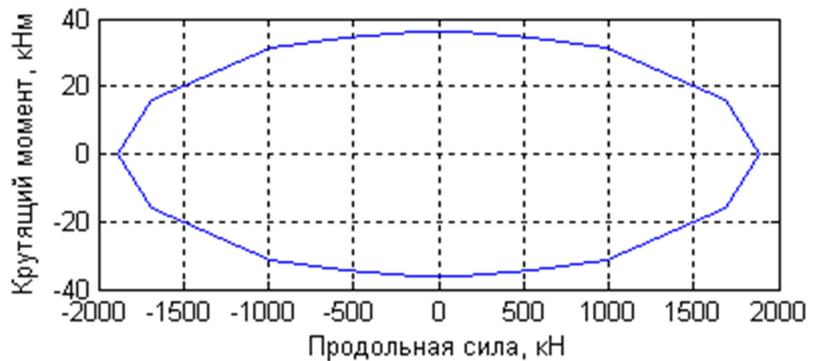


Рис. 4. Предельная поверхность круглого сечения

Аналитическая величина предельного продольного усилия составляет 1884,96 кН. Аналитическая формула для определения предельного крутящего момента имеет вид

$$T_{кр} = \tau_T \cdot R^3 \cdot \frac{2\pi}{3}, \quad (4)$$

где $T_{кр}$ – предельный крутящий момент сечения; τ_T – предельное касательное напряжение, равно $\sigma_T/\sqrt{3}$; R – радиус круга. Величина предельного крутящего момента по (4) составляет 36,276 кН. Решения практически совпадают.

Пример 3. Рассмотрим сечение пластины шириной 0,2 м и высотой 0,01 м с пределом текучести материала $\sigma_T=13$ МПа, к которому приложена продольная сила и крутящий момент. Сечение разделим на 40 областей, как показано на рис. 5.

Величина предельной продольной силы, по решению задачи линейного программирования, составила 26 кН. Величина предельного крутящего момента составила 0,075 кН. На графике рис. 6 эти точки находятся в вершинах фигуры предельной поверхности сечения на горизонтальной и вертикальной осях.

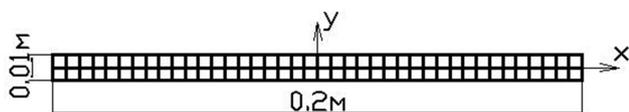


Рис. 5. Расчетная схема сечения пластины

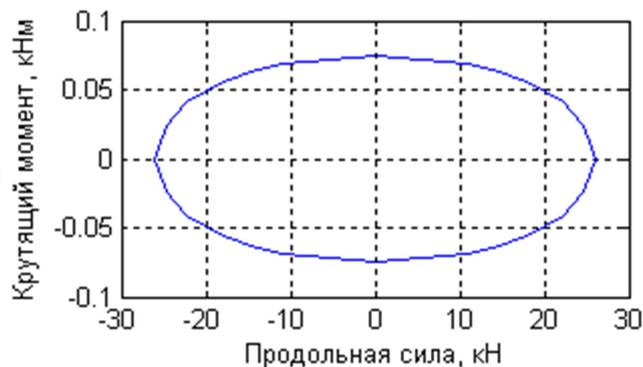


Рис. 6. Предельная поверхность узкого прямоугольника

Величина предельного продольного усилия составляет 26 кН. Аналитическая формула для определения предельного крутящего момента имеет вид

$$T_{кр} = \frac{1}{2} \cdot \tau_T \cdot a \cdot \delta^2, \quad (5)$$

где $T_{кр}$ – предельный крутящий момент сечения; τ_T – предельное касательное напряжение, равное $\sigma_T / \sqrt{3}$; a – ширина пластинки; δ – толщина пластинки. Предельный крутящий момент по (5) составил 0,075 кН. Решения практически совпадают.

Пример 4. Рассмотрим квадратное железобетонное сечение с размером стороны 0,35 м, которое изображено на рис. 7. Армирование сечения представлено двумя вариантами: вариант 1 (рис. 7, а) – несимметрично двумя стержнями диаметром 20 мм; вариант 2 (рис. 7, б) – симметрично четырьмя стержнями диаметром 20 мм. Класс бетона сечения В25 с расчетным сопротивлением на сжатие 14,5 МПа, на растяжение 1,05 МПа. Арматура в сечении класса А400 с расчетным сопротивлением 355 МПа. В сечении действует изгибающий момент относительно оси y и продольная сила. Бетонное сечение разделим на 14 областей, как показано на рис. 7.

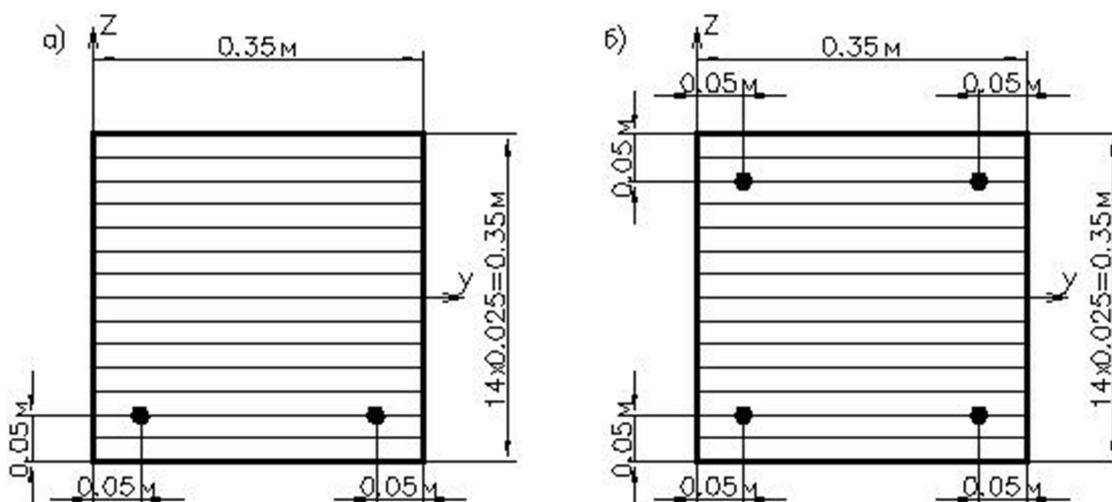


Рис. 7. Расчетная схема квадратного железобетонного сечения

Решение задачи производилось с учетом и без учета работы бетона на растяжение. Результаты расчета приведены на графике рис. 8.

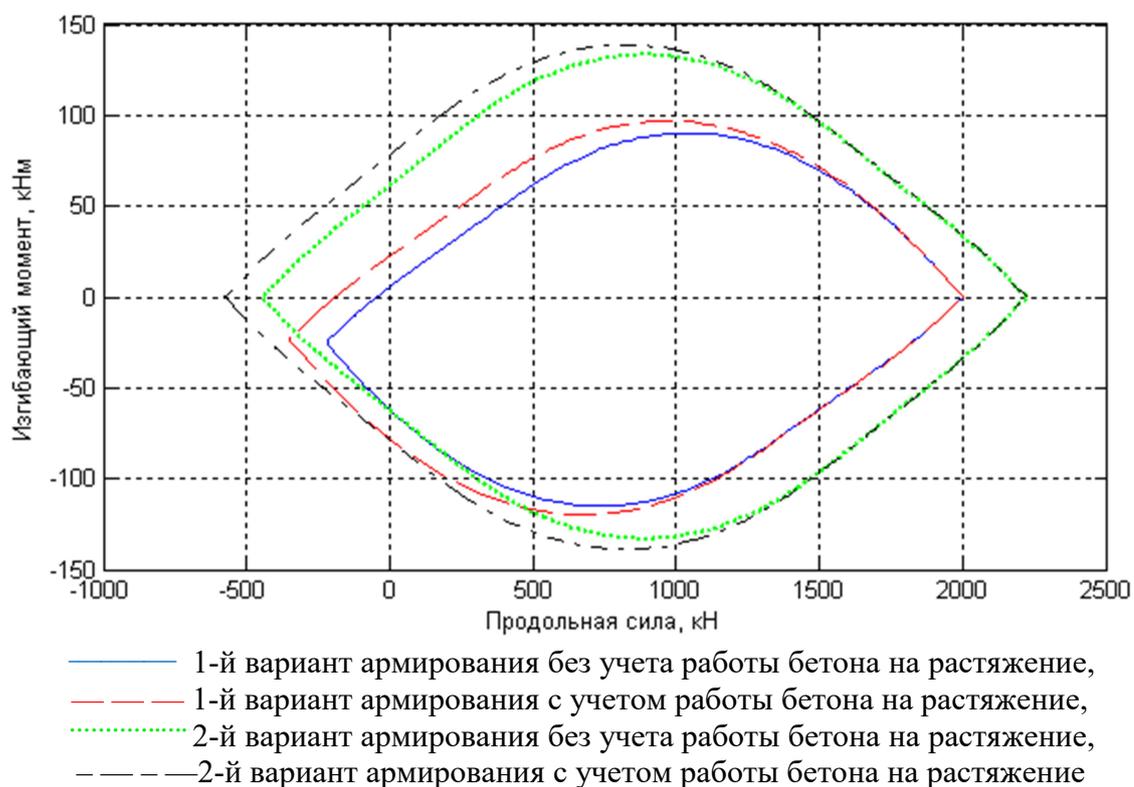


Рис. 8. Предельные поверхности железобетонного сечения

Сравнение численного решения с аналитическим показывает их удовлетворительное совпадение. Для случая несимметрично армированного сечения без учета работы бетона на растяжение максимальный изгибающий момент, который несет сечение, равен 61,69 кНм. Аналитическая формула, из теории железобетона, для определения предельного изгибающего момента имеет вид

$$M_{пр} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x), \quad (6)$$

где $M_{пр}$ – предельный изгибающий момент сечения; R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию; b – ширина сечения; h_0 – рабочая высота сечения, равная 0,3 м; $x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b}$ – высота сжатой зоны; R_s – расчетное сопротивление арматуры. Величина предельного изгибающего момента по (6) составляет 61,99 кНм, что практически совпадает с численным решением.

При учете работы бетона на растяжение предельное значение растягивающей продольной силы смещается влево, а при симметричном армировании график предельной поверхности вытягивается и становится симметричным относительно горизонтальной оси.

Пример 5. Рассмотрим прямоугольное железобетонное сечение высотой 0,5 м, шириной 0,35 м, которое изображено на рис. 9. Данные по армированию примем из примера 4. В сечении действует изгибающий момент вокруг оси y , изгибающий момент вокруг оси z и продольная сила. Бетонное сечение разделим на 14 областей по горизонтали и на 20 областей по вертикали, как показано на рис. 9.

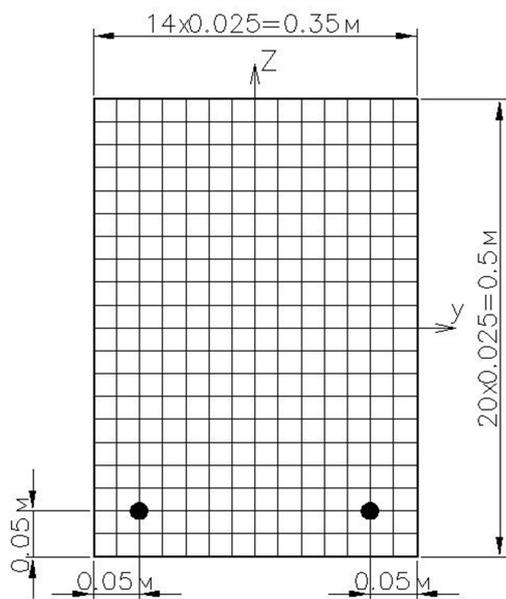


Рис. 9. Расчетная схема прямоугольного железобетонного сечения

Результатом расчета является предельная поверхность, изображенная на рис. 10. Так как в сечении действует 3 силовых фактора, 2 изгибающих момента и продольная сила, то график является трехмерным. На рис. 10 изображена трехмерная предельная поверхность и 3 проекции на координатные плоскости.

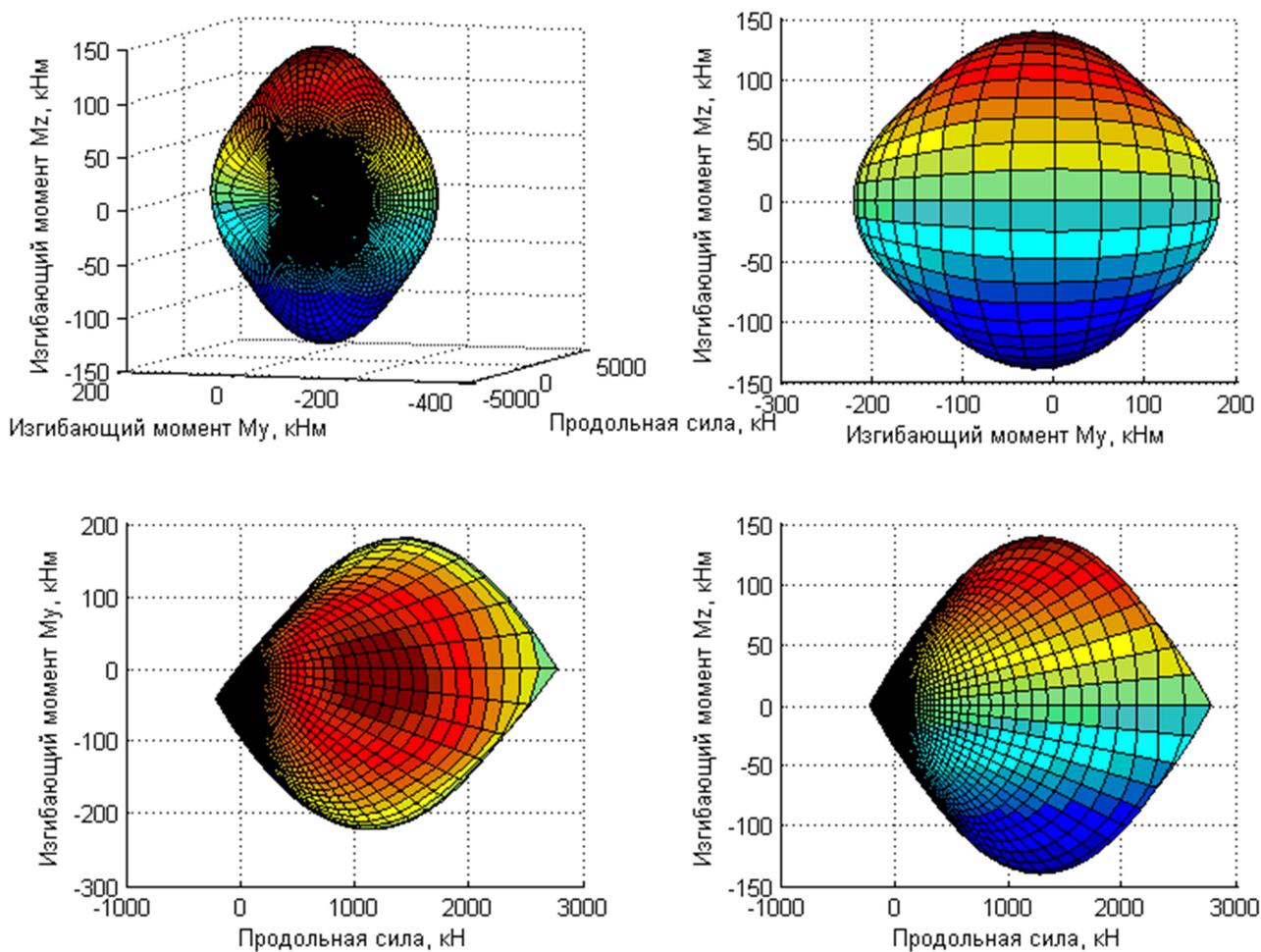


Рис. 10. Предельная поверхность железобетонного сечения

Для примера 5 приведем решение задачи в кинематической формулировке. Для этого примем соотношение компонент усилий (продольная сила: изгибающий момент относительно оси y : изгибающий момент относительно оси z), соответственно $(0:0:1)$ получим положение сжатой и растянутой зоны, изображенной на рис. 11, а; приняв соотношение $(0:1:0)$, получим положение сжатой и растянутой зоны, изображенной на рис. 11, б; приняв соотношение $(1:-3:1)$, получим положение сжатой и растянутой зоны, изображенной на рис. 11, в.

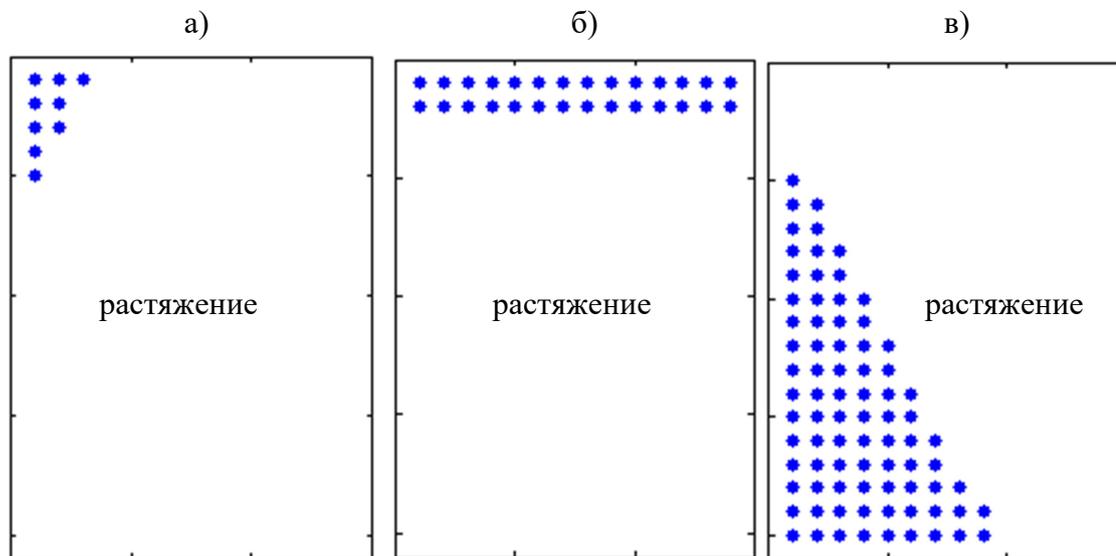


Рис. 11. Области сжатия и растяжения железобетонного сечения

Выводы

Во всех рассмотренных примерах численное решение близко к аналитическому, что позволяет сделать вывод о достоверности метода численного решения задачи о предельном равновесии произвольного сечения.

Библиографический список

1. Ерхов, М.И. Теория идеально пластических тел и конструкций/ М.И. Ерхов.. – М.: Наука, 1978. - 352 с.
2. Чирас, А.А. Математические модели анализа и оптимизации упругопластических систем/ А.А. Чирас. – Вильнюс: Мокслас, 1982. – 112с.
3. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический: в 2 кн. - Кн. 2.; под ред. А. А. Усманского. - Изд. 2-е, перераб. и доп. - М., Стройиздат, 1973. - 416 с.

References

1. M.I. Erhov. The theory of ideal plastic bodies and structures. -M.: Nauka, 1978. – 352 p.
2. A Chiras. Mathematical models of analysis and optimization of elastically plastic systems. - Vilnius: Moscow, 1982. – 112p.
3. Designer of industrial, residential and public buildings handbook. Cash - theoretical. In two volumes. Book. 2. Ed. A. Usmansкого. Ed. 2-e, revised. and add. M. Stroiizdat, 1973, 416 s. Design-theoretical. In two books. Book №2 edited by A.A. Usmansky. Second issue revised and M. Stroiizdat, 1973, – 416p.

Ключевые слова: несущая способность, предельное равновесие, линейное программирование

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

Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительной механики
А.Н. Аверин
Россия, г. Воронеж, тел +7(473)271-52-30
e-mail: an_averin@mail.ru

Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
PhD of Technical Science, Associated
Professor of (Sub) department
of Structural Mechanics A. N. Averin
Voronezh, Russia, tel.+7(473)2715230
e-mail: an_averin@mail.ru

А.Н. Аверин

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ПОЛОГОЙ ОБОЛОЧКИ ПРИ ДЕЙСТВИИ СОСРЕДОТОЧЕННЫХ НАГРУЗОК

Рассматривается задача статического расчета пологой оболочки, нагруженной распределенной и сосредоточенной нагрузками. Дается графический анализ напряженно-деформированного состояния (НДС). Строятся скалярные и векторные поля главных напряжений на нижней поверхности оболочки. Анализируются направления закладки арматуры и развития трещин. Оценивается влияние сосредоточенной нагрузки на НДС по различным теориям прочности.

A.N. Averin

DEFLECTED MODE OF DEPRESSED SHELL UNDER EFFECT OF CONCENTRATED LOAD

Problem of static calculation of depressed shell loaded with distributed and concentrated loads is contemplated. Graphical analysis of deflected mode is given. Scalar and vector fields of main stresses on lower face are constructed. Directions of armature laying and crack propagation are analyzed. Concentrated load effect on deflected mode is estimated according to different strength theories.

Рассмотрим пологую прямоугольную в плане оболочку, срединная поверхность которой является эллиптическим параболоидом (рис. 1).

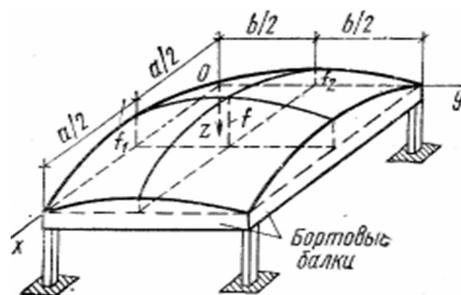


Рис. 1. Пологая оболочка

Оболочка считается полой, если отношение стрелки подъема оболочки к наименьшему размеру в плане $f/a \leq 1/5$ [1]. На контуре оболочку будем считать опертой на бортовые элементы. Ими могут служить балки с криволинейным поясом. Опорные элементы обладают достаточно большой жесткостью в отношении перемещений в плоскости этих конструкций и несравнимо меньшей жесткостью относительно перемещений из этих плоскостей. Это позволяет в качестве расчетной схемы принять схему опирания оболочки на идеальные диафрагмы или практически эквивалентную ей для пологой оболочки схему опирания на шарнирные опоры [1].

Расчет такой оболочки выполним с помощью двойных тригонометрических рядов в системе компьютерной математики Maple [2]. Для оболочки приняты следующие исходные данные. Размеры в плане $a = b = 20$ м; толщина $h = 0,07$ м; стрелки подъема $f_1=f_2=0,05*a$; коэффициент Пуассона $\mu = 0,2$, модуль упругости $E = 2,69775*10^7$ кН/м² (материал оболочки – бетон В20). Уравнение срединной поверхности имеет вид

$$Z(x,y) = -0,2*x - 0,2*y + 0,01*x^2 + 0,01*y^2.$$

Приведем пример графического анализа НДС оболочки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью $q = 5$ кН/м² и кусочно-постоянной нагрузкой интенсивностью $p = 20$ кН/м² в центре на площадке 1 м². На рис. 2 показана аппроксимация нагрузки двойным тригонометрическим рядом (удерживалось 100 членов ряда $m, n=1,3,5,\dots,19$). На рис. 3 показана функция прогиба (мм).

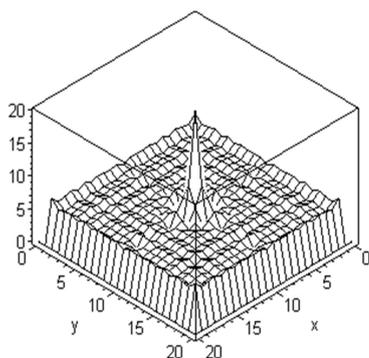


Рис. 2. Аппроксимация нагрузки

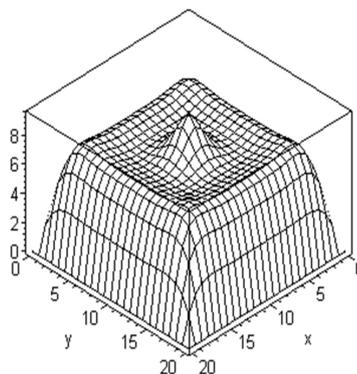


Рис. 3. Функция прогиба

Наибольший прогиб в центре оболочки под сосредоточенной нагрузкой. При действии только распределенной нагрузки наибольший прогиб примерно в четвертях пролета. На рис. 4, 5 представлены интенсивности главных напряжений σ_{max} , σ_{min} в точках нижней поверхности оболочки.

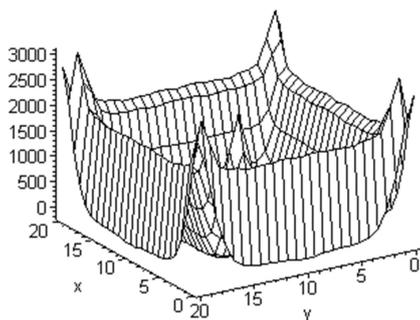


Рис. 4. Напряжения σ_{max}

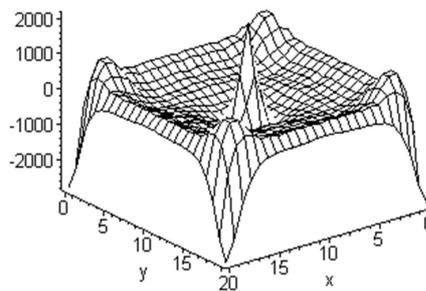


Рис. 5. Напряжения σ_{min}

Из рис. 4, 5 видно, что в зоне приложения сосредоточенной нагрузки главные напряжения положительны и, следовательно, в окрестности точек имеет место напряженное состояние – двустороннее растяжение (при действии только постоянной нагрузки в точках цен-

тра оболочки имеет место двустороннее сжатие). Интенсивность напряжений в каждом направлении примерно 2000 кН/м^2 , и эта величина соизмерима с напряжениями в угловых зонах оболочки. С целью более детального анализа на рис. 6 показана картина напряженного состояния (КНС) - векторное поле главных напряжений σ_{max} , σ_{min} в точках нижней поверхности оболочки (с учетом симметрии $1/4$ часть поверхности).

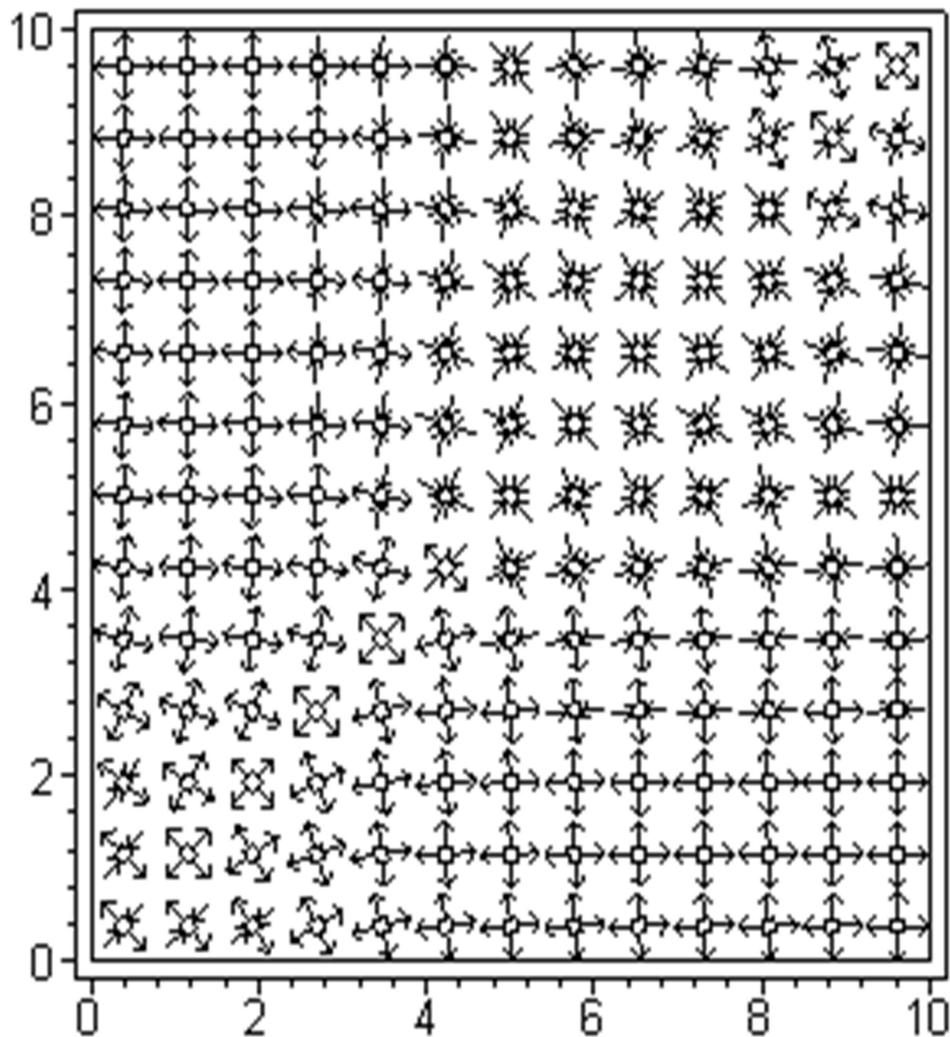


Рис. 6. Картина напряженного состояния в точках нижней поверхности ($1/4$ часть)

В окрестности каждой точки выделены квадраты, со сторонами параллельными главным площадкам. Вектор растягивающего напряжения направлен по внешней нормали к главной площадке, а вектор сжимающего напряжения – по внутренней. В черно-белом варианте изображения КНС удобно проиллюстрировать в виде потоков растягивающих и сжимающих напряжений, как это показано на рис. 7, 8.

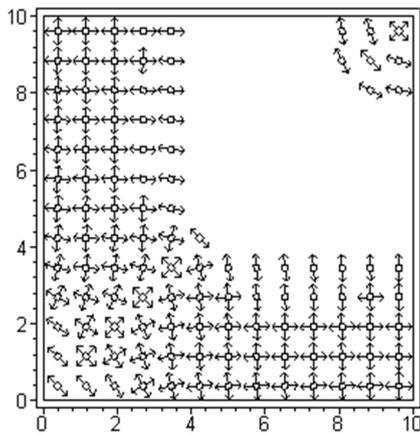


Рис. 7. Поток растягивающих напряжений

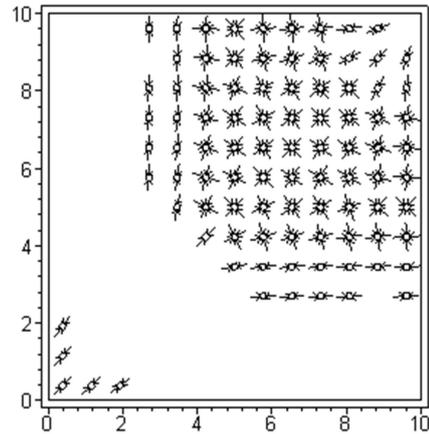


Рис. 8. Поток сжимающих напряжений

По направлению растягивающих напряжений оболочка армируется (рис. 7), а сечение арматуры определяется интенсивностью напряжений (см. рис. 4, 5).

Другой важной графической иллюстрацией напряженного состояния являются направления главных площадок, где действуют растягивающие напряжения σ_{\max} (σ_{\min}) (рис. 9).

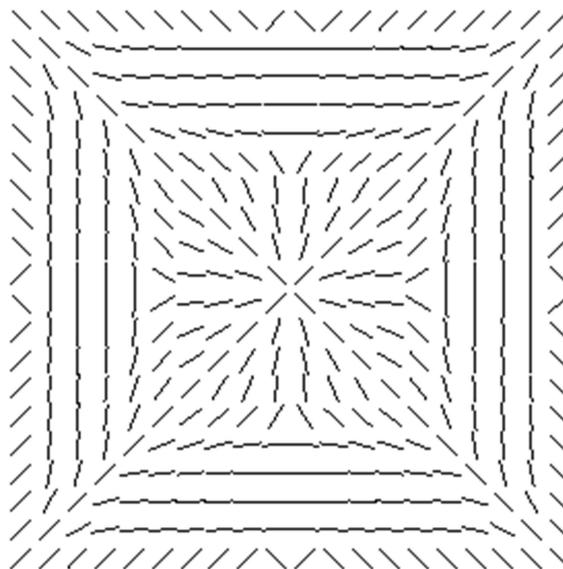


Рис. 9. Направление площадок действия σ_{\max}

Главные площадки, построенные для упругой работы железобетонной оболочки, определяют характер (общую направленность) развития трещин на их растянутой поверхности, а величины главных напряжений – последовательность развития трещин [3]. На основании приведенных графических иллюстраций можно прогнозировать последовательность развития трещин с возрастанием нагрузки на оболочку. Первые трещины пройдут по диагоналям угловых зон, в дальнейшем трещины могут образовываться вдоль бортовых элементов (параллельно сторонам контура) и в центре под нагрузкой по двум главным направлениям.

Трещины могут появляться и в верхней зоне оболочки, что подтверждает картина напряженного состояния в точках верхней поверхности оболочки ($1/4$ часть) (рис. 10).

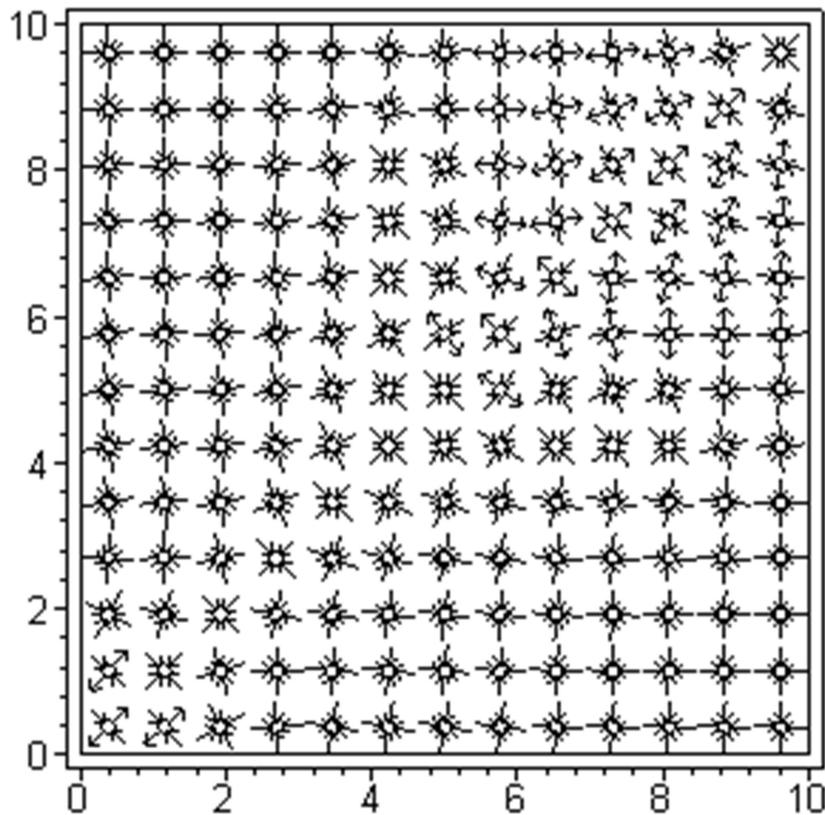


Рис. 10. Картина напряженного состояния в точках верхней поверхности (¼ часть)

Ниже показаны главные напряжения на верхней поверхности (рис. 11, 12).

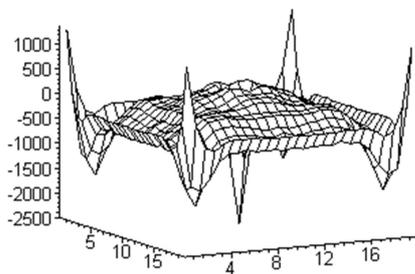


Рис. 11. Напряжения σ_{max}

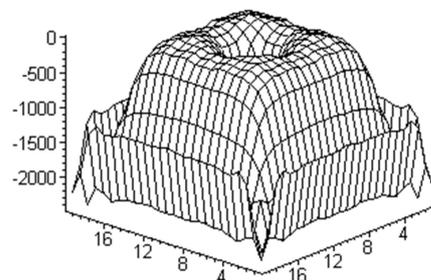
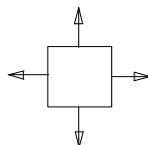


Рис. 12. Напряжения σ_{min}

Рассмотрим особенности, которые имеют место при оценке наступления катастрофического состояния материала оболочки по различным теориям прочности. В точках поверхности оболочки возникает плоское напряженное состояние. При вычислении эквивалентного напряжения по теориям прочности используются главные напряжения пространственного состояния, удовлетворяющие условию $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$.

1. Двустороннее растяжение



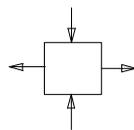
$$(\sigma_{max} > 0, \sigma_{min} > 0),$$

$$(\sigma_1 = \sigma_{max}, \sigma_2 = \sigma_{min}, \sigma_3 = 0).$$

Первая теория прочности $\sigma_i = (\sigma_1 = \sigma_{max})$,

вторая теория прочности $(\sigma_i = \sigma_1 - \mu(\sigma_2 + \sigma_3)) = \sigma_{max} - \mu \sigma_{min}$. По 2-й теории величина эквивалентного напряжения σ_i меньше.

2. Растяжение-сжатие

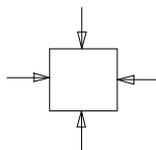


$$(0 < \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0),$$

$$(\sigma_1 = \sigma_{max}, \sigma_2 = 0, \sigma_3 = \sigma_{min}).$$

Первая теория прочности $\sigma_i = (\sigma_1 = \sigma_{max})$. Вторая $\sigma_i = \sigma_{max} - \mu \sigma_{min}$. По 2-й теории эквивалентное напряжение σ_i больше.

3. Двустороннее сжатие



$$(\sigma_{max} < 0, \sigma_{min} < 0),$$

$$(\sigma_1 = 0, \sigma_2 = \sigma_{max}, \sigma_3 = \sigma_{min}).$$

Первая теория прочности $\sigma_i = (\sigma_3 = \sigma_{min})$.

Вторая теория прочности $(\sigma_i = \sigma_1 - \mu(\sigma_2 + \sigma_3)) = -\mu(\sigma_{max} + \sigma_{min})$.

Эквивалентное напряжение по 2-й теории положительное, т.е. растягивающее. Это противоречит здравому смыслу.

Момент наступления течения в арматуре можно оценить по 3-й теории прочности

$$\sigma_i = \sigma_1 - \sigma_3,$$

или по 4-й

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_3 + \sigma_3^2 - \sigma_2 \sigma_3}.$$

Третья теория прочности не содержит σ_2 . Поэтому результаты расчетов по 3-й и 4-й теориям для случаев двустороннего растяжения и двустороннего сжатия будут различаться (для рассмотренного примера расчета расхождения достигали 15 %).

Библиографический список

1. Александров, А.В. Строительная механика. Тонкостенные пространственные системы/ А.В. Александров, Б.Я. Лашеников, Н.Н. Шапошников. - М.: Стройиздат, 1983. - 488 с.
2. Аладьев, В.З. Системы компьютерной алгебры: MAPLE: искусство программирования/ В.З. Аладьев. - М.: Лаборатория Базовых Знаний, 2006. - 792 с.
3. Совершенствование расчета статически неопределимых железобетонных конструкций/ под ред. А.А. Гвоздева; Научно-исследовательский институт бетона и железобетона Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1968. - 214 с.

References

1. A.V. Alexandrov, B. Ya Lashenikov, N. N. Shaposhnikov Structural Mechanics. Thin-shell Spatial Systems. M. Stroiezdats, 1983. - 488 p.
2. V. Z Aladiev. Systems of Computed Algebra: MAPLE: art of programming. Moscow. Laboratory of Basic Knowledge. 2006. - 792 p.
3. Research institute of concrete and ferroconcrete of Gosstroii of USSR. Improvement of calculation statically indeterminate precast construction; Under the editorship of A. A. Gvozdeva. M. Stroiezdats. 1968. - 214 p.

Ключевые слова: оболочка, статика, напряжение, деформация, прочность.

Keywords: shell, statics, stress, deformation, strength

Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, проф. кафедры
строительной механики
А.Н. Синозерский
Р.А. Мухтаров
Россия, г. Воронеж, тел.: +7(473)2715230
e@mail: rinat19611@rambler.ru

Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
PhD of Technical Science, Professor
of (Sub)department of Structural Mechanics
A.N. Sinezyorsky
R.A. Muhtarov
Voronezh, Russia, tel.: +7(473)2715230
e@mail: rinat19611@rambler.ru

А.Н. Синозерский, Р.А. Мухтаров

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСЛОВНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ПРИ ВНЕЦЕНТРОМ СЖАТИИ С ПОСТОЯННОЙ СКОРОСТЬЮ НАГРУЖЕНИЯ ПРИЗМ ИЗ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА

Условные деформации ε при внецентренном сжатии определяются с помощью численного или непосредственного интегрирования уравнений равновесия. Рассматриваются методики дискретизации и объединённого напряжённого состояния и проводится сравнительный анализ.

A.N. Sinezyorsky, R.A. Muhtarov

DETERMINATION OF CONVENTIONAL STRAINS AT ECCENTRIC COMPRESSION WITH CONSTANT SPEED OF PRISMS FROM FINE CONCRETE

Conventional strains at eccentric compression are determined with the help of numerical or direct integration of equilibrium equation. Techniques of discretization and cohesion of deflected mode are analyzed and comparative analysis is carried out.

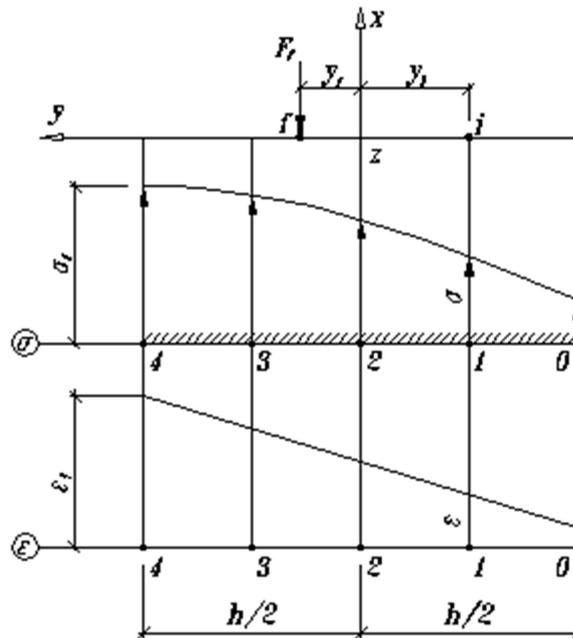
Введение

В опытах на центральное сжатие коротких элементов из мелкозернистого бетона 28-дневного возраста установлена следующая зависимость между напряжениями σ и деформациями ε :

$$\sigma(\dot{\theta}) = E \cdot \varepsilon - \alpha \cdot \varepsilon^\beta, \quad (1)$$

где $\dot{\theta} = \dot{\sigma} / \dot{\sigma}_{1.00}$ – относительная скорость нагружения; $\dot{\sigma}$ – скорость нагружений, МПа · с⁻¹; $\dot{\sigma}_{1.00} = 1.00$ МПа · с⁻¹; $E = 31390$ МПа – модуль упругости материала; $\alpha = 15885000$ МПа и $\beta = 2,081$ – эмпирические коэффициенты в испытаниях с $\dot{\theta} = 0,3923 = const$ и экстремальными $\varepsilon_u = 1600 \cdot 10^{-6}$, $\sigma_u = 26083$ МПа.

Рассмотрим стержень квадратного поперечного сечения $b = h = 0,1$ м, длиной $L = 0,4$ м. Равнодействующая внешних сил F приложена в точке f с координатами $y_f \neq 0$, $z_f \neq 0$ (рис.) и возрастает с постоянной скоростью $\dot{\theta} = F / b \cdot h \cdot t \cdot \dot{\sigma}_{1.00} = 0,3923$ от нуля до заданного усилия F_f . Влияние гибкости на результаты расчёта не сказывается. Сжимающие напряжения, деформации и нагрузки принимаются по модулю.



Рисунок

Полагаем, что в случае $F = F_y$:

- напряжения σ распределяются по закону (1);
- деформации

$$\varepsilon = B \cdot y + C \quad (2)$$

или

$$\varepsilon = B \cdot Y + \varepsilon_f, \quad (3)$$

где B и C – параметры эпюры деформаций;

$$Y = y - 0,5 \cdot h; \quad (4)$$

ε_f – наибольшая ε при $y = h/2$.

Поставим задачу определить условные деформации ε (условность их состоит в том, что зависимость (1) распространяется на всё сечение внецентренно сжатого стержня, а в действительности σ и их скорости $\dot{\sigma}$ являются функциями координат y точек).

Запишем уравнения равновесия:

$$\left. \begin{aligned} \sum X = 0 \dots \int_A \sigma \cdot dA - F_f = 0, \\ \sum m_z = 0 \dots \int_A \sigma \cdot dA \cdot y - F_f \cdot y_f = 0. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Решение системы (5) можно выполнить с помощью численного или непосредственного интегрирования.

Методика дискретизации напряжённого состояния

Назначаем в сечении ряд равноотстоящих по высоте точек $i = 0, 1, 2, \dots, n$, например $n = 4$ (см. рис.). Напряжения σ_{i0} в них вычисляем по формулам сопротивления материалов. Соответствующие деформации ε_{i0} с учётом (1) находим с точностью до семи значащих цифр по итерационной формуле Ньютона:

$$\varepsilon_{i0m+1} = \frac{\alpha \cdot (1 - \beta) \cdot (\varepsilon_{i0m})^\beta + \sigma_{i0}}{E - \alpha \cdot \beta \cdot (\varepsilon_{i0m})^{\beta-1}}, \quad (6)$$

где m и $m + 1 - m$ -е и $(m + 1)$ -е приближения ε_{i0} .

Если σ_{i0} окажется больше экстремального σ_u , то принимаем $\sigma_{i0} = \sigma_u$ и $\varepsilon_{i0} = \varepsilon_u$.

Считаем

$$\varepsilon_{i0} = (\sigma_{i0}/E) + \gamma_{i0} \cdot \sigma_{i0}^2, \quad (7)$$

где коэффициент

$$\gamma_{i0} = \frac{\varepsilon_{i0} - (\sigma_{i0}/E)}{\sigma_{i0}^2}. \quad (8)$$

Подставляя (2) в (7), после преобразований будем иметь

$$\varphi(\sigma_{i0}) = (\sigma_{i0}/E) + \gamma_{i0} \cdot \sigma_{i0}^2 - B_f \cdot y_i - C_f = 0. \quad (9)$$

Откуда первое приближение по формуле Ньютона [1]:

$$\begin{aligned} \sigma_{i1} &= \sigma_{i0} - \frac{\varphi(\sigma_{i0})}{\varphi'(\sigma_{i0})} = \sigma_{i0} - \frac{(\sigma_{i0}/E) + \gamma_{i0} \cdot \sigma_{i0}^2 - B_{f1} \cdot y_i - C_{f1}}{(1/E) + 2 \cdot \gamma_{i0} \cdot \sigma_{i0}} = \\ &= (\gamma_{i0} \cdot \sigma_{i0}^2 + B_{f1} \cdot y_i + C_{f1}) \cdot D_{i0}, \end{aligned} \quad (10)$$

где

$$D_{i0} = \frac{1}{(1/E) + 2 \cdot \gamma_{i0} \cdot \sigma_{i0}}. \quad (11)$$

Входящие в уравнения (5) интегралы вычисляем по правилу Симпсона [1], получая при σ из (10)

$$C_{f1} \cdot \sum_{i=0}^{n=4} D_{i0} \cdot p_i + B_{f1} \cdot \sum_{i=0}^{n=4} D_{i0} \cdot p_i \cdot y_i = (F_f \cdot 3 \cdot n/b \cdot h) \sum_{i=0}^{n=4} \gamma_{i0} \cdot \sigma_{i0}^2 \cdot D_{i0} \cdot p_i, \quad (12)$$

$$C_{f1} \cdot \sum_{i=0}^{n=4} D_{i0} \cdot p_i \cdot y_i + B_{f1} \cdot \sum_{i=0}^{n=4} D_{i0} \cdot p_i \cdot y_i^2 = (F_f \cdot 3 \cdot n/b \cdot h) \cdot y_i - \sum_{i=0}^{n=4} \gamma_{i0} \cdot \sigma_{i0}^2 \cdot D_{i0} \cdot p_i \cdot y_i, \quad (13)$$

где p_i – коэффициенты, зависящие от номеров равноотстоящих точек

$i = 0, 1, 2, \dots, n - 2, n - 1, n$ и соответственно равные $p_0 = 1, p_1 = 4, p_2 = 2, \dots, p_{n-2} = 2, p_{n-1} = 4, p_n = 1$.

Из решения системы (12) и (13) находим первые приближения параметров B_{f1}, C_{f1} , а по формулам (2), (1) и (8) – деформации ε_{i1} , напряжения σ_{i1} и коэффициент γ_{i1} .

Затем аналогичным образом определяем вторые приближения B_{v2} , C_{v2} , ε_{i2} , σ_{i1} , γ_{i2} и т.д.

Замечание: Здесь и в дальнейшем вводим допущение, что материал одинаково сопротивляется растяжению и сжатию. Зависимость " $\sigma - \varepsilon$ " в случае растяжения

$$\sigma = E \cdot \varepsilon + \alpha \cdot |\varepsilon|^\beta, \quad (14)$$

где параметры α и β те же, что и в (1), с $\varepsilon < 0$ и $|\varepsilon|^\beta$ с ε по модулю; при этом вычисляют σ_i по (1) и γ_i по (8) соответственно для абсолютных значений ε_i и σ_i , но в уравнения (12), (13) вводят эти напряжения σ_i и коэффициенты γ_i отрицательными.

Результаты вычислений по изложенной методике, выполненные при действии опытного среднего усилия $\bar{F}_\tau = F_f$ начала образования микротрещин, представлены в табл. 1.

Таблица 1

Определение $\varepsilon_{f\delta}$ при дискретизации напряжённого состояния

$\dot{\theta} \cdot 10^3$	y_f , м	Усилие $F_f = \bar{F}_\tau$, кН	Параметры эпюры деформаций		Деформация $\varepsilon_{f\delta} \cdot 10^6$
			$B \cdot 10^3, \text{м}^{-1}$	$C \cdot 10^6$	
1	2	3	4	5	6
3923	0,010	96,1	4,5336498	342,31728	568,99977

Методика объединённого напряжённого состояния

С учётом (1), (3), (4) и $dA = b \cdot dy$ после интегрирования в пределах $[-0,5 \cdot h; 0,5 \cdot h]$ уравнений равновесия (5) будем иметь

$$F_f = b \cdot h \cdot E(\varepsilon_f - B_f \cdot 0,5 \cdot h) - \frac{b \cdot \alpha}{(\beta + 1) \cdot B_f} \cdot [(\varepsilon_f)^{\beta+1} - (\varepsilon_f - B_f \cdot h)^{\beta+1}], \quad (15)$$

$$F_f \cdot y_f = B_f \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot E - \frac{b \cdot \alpha}{(\beta + 1) \cdot B_f} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{\varepsilon_f}{B_f} \right) \cdot [(\varepsilon_f)^{\beta+1} - (\varepsilon_f - B_f \cdot h)^{\beta+1}] -$$

$$- \frac{b \cdot \alpha}{(\beta + 1) \cdot B_f^2} \cdot [(\varepsilon_f)^{\beta+2} - (\varepsilon_f - B_f \cdot h)^{\beta+2}]. \quad (16)$$

Умножив (15) на $(-y_f)$ и сложив с (16), получим

$$\Phi(B_f) = B_f \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot E - \left(y_f - \frac{h}{2} + \frac{\varepsilon_f}{B_f} \right) \cdot \frac{b \cdot \alpha}{(\beta + 1) \cdot B_f} \cdot [(\varepsilon_f)^{\beta+1} - (\varepsilon_f - B_f \cdot h)^{\beta+1}] -$$

$$- b \cdot h \cdot E(\varepsilon_f - B_f \cdot 0,5 \cdot h) \cdot y_f - \frac{b \cdot \alpha}{(\beta + 1) \cdot B_f^2} \cdot [(\varepsilon_f)^{\beta+2} - (\varepsilon_f - B_f \cdot h)^{\beta+2}] = 0. \quad (17)$$

При этом должно удовлетворяться вытекающее из (15) условие

$$\psi(\varepsilon_f) = b \cdot h \cdot E \cdot (\varepsilon_f - B_f \cdot 0,5 \cdot h) - \frac{b \cdot \alpha}{(\beta+1) \cdot B_f} \cdot [(\varepsilon_f)^{\beta+1} - (\varepsilon_f - B_f \cdot h)^{\beta+1}] - F_f = 0. \quad (18)$$

При возникновении $\varepsilon < 0$ в уравнениях (15), (16), (17), (18) выражения $(\varepsilon_f - B_f \cdot h)^{\beta+1}$, $(\varepsilon_f - B_f \cdot h)^{\beta+2}$ следует заменить соответственно на $(B_f \cdot h - \varepsilon_f)^{\beta+1}$, $(B_f \cdot h - \varepsilon_f)^{\beta+2}$.

От заданного усилия F_f определение наибольших условных деформаций ε_f проводим в результате последовательных приближений.

Задаваясь ε_{f0} и отделив корень B_f функции (17), то есть, имея $\Phi(B_{f0c}) > 0$ и $\Phi(B_{f0m}) < 0$, находим параметр B_{f0} , например, с точностью до восьми значащих цифр, методом хорд [1] по формуле

$$B_{f0m+1} = \frac{B_{f0m} \cdot [\Phi(B_{f0c})] - B_{f0c} \cdot [\Phi(B_{f0m})]}{\Phi(B_{f0c}) - \Phi(B_{f0m})}, \quad (19)$$

где m и $(m + 1)$ – m -е и $(m + 1)$ -е приближения B_{f0} .

Затем из (18) вычисляем $\psi(\varepsilon_{f0}) < 0$.

Аналогичным образом для ε_{fn} устанавливаем B_{fn} и $\psi(\varepsilon_{fn}) > 0$.

После чего также методом хорд до восьми значащих цифр получаем

$$\varepsilon_{fn+1} = \frac{\varepsilon_{fn} \cdot [\psi(\varepsilon_{f0})] - \varepsilon_{f0} \cdot [\psi(\varepsilon_{fn})]}{\psi(\varepsilon_{f0}) - \psi(\varepsilon_{fn})}, \quad (20)$$

где n и $n + 1$ – n -е и $(n + 1)$ -е приближения деформации ε_f .

Процесс определения ε_f в случае $y_f = 0,010$ м, $F_f = \bar{F}_\tau = 96,1$ кН представлен в табл. 2.

Таблица 2

К вычислению деформации ε_f при $y_f = 0,010$ м, $F_f = \bar{F}_\tau = 96,1$ кН с $\dot{\theta} = 0,3923$.

n	$\varepsilon_f \cdot 10^6$	$B_{fn} \cdot 10^3, \text{ м}^{-1}$	B_{fn} по (15), кН	$\psi(\varepsilon_{fn}), \text{ МН}$
0	565	4,4994583	95,54112	$-5,5888 \cdot 10^{-4}$
1	570	4,5420635	96,24119	$1,4119 \cdot 10^{-4}$
2	568,99160	4,5334617	96,10027	$2,7 \cdot 10^{-7}$
3	568,98968	4,5334448	96,10001	$1,0 \cdot 10^{-8}$
4	568,990	4,5334492	96,10005	$5,0 \cdot 10^{-8}$

Округляем деформацию ε_{f4} до шести значащих цифр и вместе со сведениями о ε_{f4} , B_{f4} , F_{f4} и $\psi(\varepsilon_{f4})$ помещаем в табл. 2.

Для проверки найдём ещё одно значение F_{fs} в случае $\varepsilon_{fs} = (\varepsilon_{f0} + \varepsilon_{f1})/2 = (565 + 570) \cdot 10^{-6}/2 = 567,5 \cdot 10^{-6}$, получая параметр

$B_{fs} = 4,5207533 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$ равнодействующую $F_{fs} = 95,891500$ кН.

Применяем квадратичную интерполяцию [2], полагая среднее опытное усилие

$$\bar{F}_\tau = A_0 + A_1 \cdot u_\tau + A_2 \cdot u_\tau^2 \quad (21)$$

и соответствующую деформацию

$$\varepsilon_{\tau 1} = \varepsilon_{f 1} = \varepsilon_{f 0} + 0,5 \cdot (\varepsilon_{f 1} - \varepsilon_{f 0}) \cdot u_{\tau}, \quad (22)$$

где

$$\left. \begin{aligned} A_0 &= F_{f 0}; \\ A_1 &= 0,5 \cdot (-3 \cdot F_{f 0} + 4 \cdot F_{f s} - F_{f 1}); \\ A_2 &= 0,5 \cdot (F_{f 0} - 2 \cdot F_{f s} + F_{f 1}); \end{aligned} \right\} \quad (23)$$
$$0,5 \cdot (\varepsilon_{f 1} - \varepsilon_{f 0}) = 0,5 \cdot (570 - 560) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot 10^{-6};$$

u_{τ} – корень уравнения (21) в интервале $[0, 2]$.

В рассматриваемом случае будем иметь
 $A_0 = 95,54112$ кН, $A_1 = 0,350725$ кН, $A_2 = -3,45 \cdot 10^{-4}$ кН, $u_{\tau} = 1,5960$
и $\varepsilon_{\tau} = 568,990 \cdot 10^{-6}$.

Деформация ε_{τ} с точностью до шести значащих цифр совпадают с расчётной $\varepsilon_{f 4}$ в табл. 2.

Расхождение между результатами вычислений $\varepsilon_{f \delta}$ и $\varepsilon_{f 4}$ по двум методикам

$$\Delta = (\varepsilon_{f \delta} - \varepsilon_{f 4}) \cdot 100 \% / \varepsilon_{f 4}$$

несущественно и составляет 0,002 %.

Способ дискретизации может быть рекомендован для случаев, когда при заданной функции “напряжение - деформация” невозможно или затруднено интегрирование уравнений равновесия (5). При остальных обстоятельствах следует применять метод объединённого напряжённого состояния.

Библиографический список

1. Лапчик, М.П. Численные методы: учеб. пособие для студ. вузов / М.П. Лапчик, М.И. Рагулина, Е.К. Хеннер; под ред. М.П. Лапчика. – М.: Изд. центр «Академия», 2004. – 384 с.
2. Фильчаков, П.Ф. Справочник по высшей математике/ П.Ф. Фильчаков. – Киев: Изд-во Наукова думка, 1973. – 744 с.

Reference

1. M.P. Lapick, M.I. Ragulina, E.K. Henner. Numerical methods: tutorial for students: edited by M.P. Lapick. – M. Publishing center “Academy” 2004. – 384p.
2. P.F. Filchikov. Higher mathematics handbook. Pub. “Naukova Dumka” Kiev, 1973. – 744 p.

Ключевые слова: внецентренное сжатие, мелкозернистый бетон, деформация.

Keywords: eccentric compression, fine concrete, deformation.

Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, проф. кафедры
строительной механики
А.Н. Синозерский
Р.А. Мухтаров
Россия, г. Воронеж, тел.: +7(473)2715230
e@mail:rinat19611@rambler.ru

Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
PhD of Technical Science, Professor
of (Sub)department of Structural Mechanics
A.N. Sinezyorsky
R.A. Muhtarov
Voronezh, Russia, tel.: +7(473)2715230
e@mail: rinat19611@rambler.ru

А.Н. Синозерский, Р.А. Мухтаров

**ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ, СООТВЕТСТВУЮЩИХ НАЧАЛУ
МИКРОТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ, ПРИ ВНЕЦЕНТРЕННЫХ НАГРУЖЕНИЯХ
ПРИЗМ ИЗ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА 28-ДНЕВНОГО ВОЗРАСТА
ПО МЕТОДИКЕ УСЛОВНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ**

Зная условную деформацию $\varepsilon_\tau(e_f, \dot{\theta})$ при внецентренном сжатии с постоянной скоростью нагружения, по методике условных деформаций определяют усилие $F_\tau(e_f, \dot{\theta})$, соответствующее началу микротрещинообразования.

A.N.Sinozyorsky.R.A. Muhtarov

**DETERMINATION OF STRESSES RELEVANT TO BEGINNING
OF MICROCRACK FORMATION UNDER EXTRACENTRAL LOADINGS
OF PRISMS FROM FINE CONCRETE OF 28 DAYS AGE ACCORDING
TO PROCEDURE OF CONVENTIONAL STRAINS**

Having known conventional strain $\varepsilon_\tau(e_f, \dot{\theta})$ during extracentral compression with constant speed of loading, force $F_\tau(e_f, \dot{\theta})$, relevant to starting of microcracks formation is determined according to procedure of conventional deformation

По результатам испытаний элементов квадратного поперечного сечения $b = h = 0,1$ м длиной $L = 0,4$ м из мелкозернистого бетона в возрасте 28 суток установлены:

1) при центральной сжатии с постоянными относительными скоростями нагружения $\dot{\theta}$:
- призматические пределы прочности $\sigma_u(\dot{\theta})$ и характеризующие нижнюю границу образования микротрещин напряжения $\sigma_\tau(\dot{\theta})$:

$$\sigma_u(\dot{\theta}) = 28.38 - \frac{7,758}{1 + \lg(1 + 895,6 \cdot \dot{\theta})} \quad (1)$$

и

$$\sigma_\tau(\dot{\theta}) = 13.55 - \frac{4,028}{1 + \lg(1 + 895,6 \cdot \dot{\theta})}; \quad (2)$$

- экстремальные деформации:

$$\varepsilon_u(\dot{\theta}) = 904 \cdot 10^{-6} + \frac{1982 \cdot 10^{-6}}{1 + 2,225 \cdot (\dot{\theta})^{0,200}}; \quad (3)$$

- зависимость напряжений σ от деформаций ε :

$$\sigma = E \cdot \varepsilon - \alpha(\dot{\theta}) \cdot (\varepsilon)^{\beta(\dot{\theta})}, \quad (4)$$

где $E=31390$ МПа – модуль упругости материала; $\beta(\dot{\theta})$ и $\alpha(\dot{\theta})$ – МПа-параметры, определяемые по формулам

$$\beta(\dot{\theta}) = \frac{E \cdot \varepsilon_u(\dot{\theta})}{E \cdot \varepsilon_u(\dot{\theta}) - \sigma_u(\dot{\theta})}, \quad (5)$$

$$\alpha(\dot{\theta}) = \frac{E}{\beta(\dot{\theta}) \cdot (\varepsilon_u(\dot{\theta}))^{\beta(\dot{\theta})-1}}; \quad (6)$$

2) в случаях внецентренных нагружений с $\dot{\theta} = const$ коэффициенты увеличения условных деформаций, соответствующих началу микротрещинообразования,

$$k_\tau(e_f, \dot{\theta}) = [\varepsilon_\tau(e_f, \dot{\theta}) / \varepsilon_\tau(\dot{\theta})] = [1 + 0,609 \cdot \arctg(4,71 \cdot e_f)] \cdot r(e_f, \dot{\theta}) / r(e_f, \dot{\theta}_\eta), \quad (7)$$

где $\varepsilon_\tau(\dot{\theta})$ и $\varepsilon_\tau(e_f, \dot{\theta})$ – деформации центрального и внецентренного с относительным эксцентриситетом $e_f = y_f/h$ сжатия при $\dot{\theta}$;

$r(e_f, \dot{\theta})$ и $r(e_f, \dot{\theta}_\eta)$ – параметры, вычисляемые для заданного e_f с $\dot{\theta}$ и $\dot{\theta}_\eta = 0,3923$; y_f – координата точки приложения равнодействующей внешних сил.

Здесь и в дальнейшем сжимающие напряжения σ , деформации ε и усилия F_τ принимаются по модулю.

С учётом (7) будем иметь

$$k_\tau(e_f, \dot{\theta}) = \varepsilon_\tau(\dot{\theta}) \cdot [1 + 0,609 \cdot \arctg(4,71 \cdot e_f)] \cdot \frac{r(e_f, \dot{\theta})}{r(e_f, \dot{\theta}_\eta)} \quad (8)$$

с вычисляемой при $\sigma_\tau(\dot{\theta})$ из (2) в $(k + 1)$ -м приближении по формуле Ньютона:

$$\varepsilon_\tau(\dot{\theta})_{k+1} = \frac{\alpha(\dot{\theta}) \cdot (1 - \beta(\dot{\theta})) \cdot [\varepsilon_\tau(\dot{\theta})_k]^{\beta(\dot{\theta})} + \sigma_\tau(\dot{\theta})}{E - \alpha(\dot{\theta}) \cdot \beta(\dot{\theta}) \cdot [\varepsilon_\tau(\dot{\theta})_k]^{\beta(\dot{\theta})-1}}. \quad (9)$$

Зная условную деформацию $\varepsilon_\tau(e_f, \dot{\theta})$, находим соответствующий параметр $B_\tau(e_f, \dot{\theta})$ и усилие $F_\tau(e_f, \dot{\theta})$.

Результаты расчётов и экспериментов представлены в таблице и на рисунке.

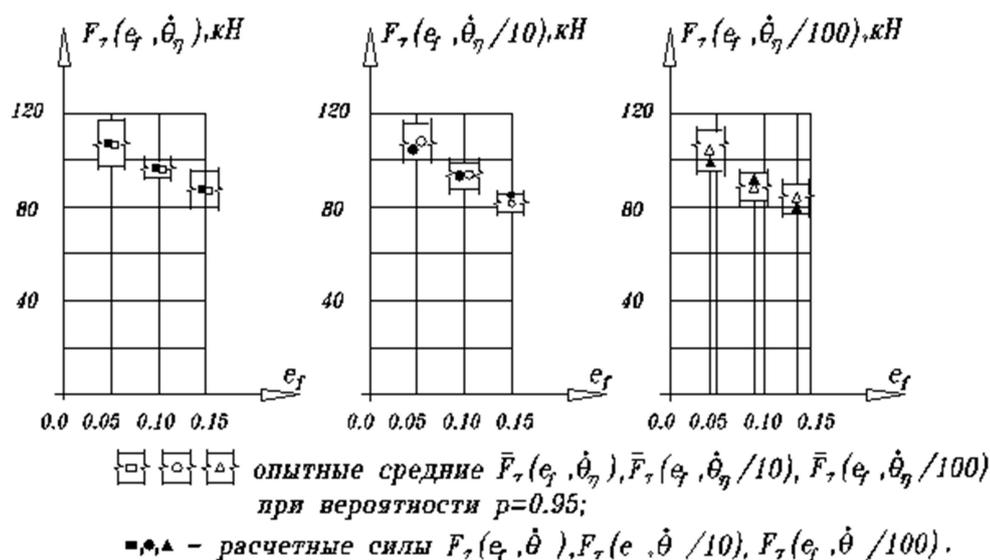
Усилия, соответствующие началу микротрещинообразования
при внецентренных нагружениях

$\dot{\theta} \cdot 10^3$	$\frac{\alpha(\dot{\theta}), \text{МПа}}{\beta(\dot{\theta})}$	$\frac{\sigma_{\tau}(\dot{\theta}), \text{МПа}}{\varepsilon_{\tau}(\dot{\theta})}$	e_f	$r(e_f, \dot{\theta})$	$\varepsilon_{\tau}(e_f, \dot{\theta}) \cdot 10^6$, по (8)	$B_{\tau}(e_f, \dot{\theta}) \cdot 10^3, \text{м}^{-1}$	Усилия, кН	
							$F_{\tau}(e_f, \dot{\theta})$	$\bar{F}_{\tau}(e_f, \dot{\theta}) + \Delta \bar{F}_{\tau}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
392,3	$\frac{16660000}{2,0891}$	$\frac{12.419}{449,632 \cdot 10^{-6}}$	0,050	1,1959	513,03	2,6042278	107,524	106,9±9,8
			0,100	1,2575	270,01	4,5392516	96,456	96,1±3,9
			0,150	1,2958	618,24	6,0781640	87,814	87,3±7,8
39,23	$\frac{2677100}{1,7977}$	$\frac{11.980}{470,648 \cdot 10^{-6}}$	0,050	1,2109	543,74	2,8458298	104,394	107,9±7,8
			0,100	1,2771	606,08	4,9252579	93,765	93,2±5,9
			0,150	1,3176	658,03	6,5489701	85,442■	81,4±3,9
3,923	$\frac{737760}{1.5842}$	$\frac{11.120}{487.260 \cdot 10^{-6}}$	0,045	1,2137	561,73 *	2,8071206	98,532	104,0±8,8
			0,090	1,2825	623,36 *	4,8732473	89,254	88,3±5,8
			0,135	1,3251	675,69 *	6,4936195	81,970	83,4±6,4

Примечания:

* – $\varepsilon_{\tau}(e_f, 3,923 \cdot 10^{-3})$ вычислены при $r(0,045, \dot{\theta}_{\eta}) = 1,1865$, $r(0,090, \dot{\theta}_{\eta}) = 1,2471$, $r(0,135, \dot{\theta}_{\eta}) = 1,2853$ для $\dot{\theta}_{\eta} = 0,3923$;

■ – результат выходит за границу доверительного интервала $\bar{F}_{\tau}(0,15; 0,03923)$.



Рисунок

Усилия $F_{\tau}(e_f, \dot{\theta})$, за исключением $F_{\tau}(0,15; 0,03923)$, располагаются в границах доверительных интервалов средних опытных $\bar{F}_{\tau}(e_f, \dot{\theta})$ и составляют 94,7÷105,0 процентов от $\bar{F}_{\tau}(e_f, \dot{\theta})$.

Таким образом, в диапазоне рассмотренных скоростей нагружения предлагаемая методика приводит к вполне удовлетворительным результатам.

Ключевые слова: внецентренное сжатие, мелкозернистый бетон, усилие, микротрещинообразование.

Keyword: eccentric compression, fine concrete, efforts, micricracks forming.

ПРИКЛАДНЫЕ ЗАДАЧИ МЕХАНИКИ ДЕФОРМИРУЕМОГО ТВЕРДОГО ТЕЛА

УДК 539.3

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительной механики
Н.А. Барченкова
Д-р. физ.-мат. наук, доц. кафедры
строительной механики
Н.В. Минаева
Россия, г. Воронеж, тел. 8(473)2-71-52-30
e@mail: nadia7194@yandex.ru*

*Voronezh State University
of Architecture and Civil Engineering
PhD of Tech. Science, Associated Professor
of (Sub) department of Structural Mechanics
N.A. Barchenkova
Dr. of Physics and Math, Associated Professor
of (sub)department of Structural Mechanics
N.V. Minaeva
Voronezh, Russia 8(473)2715230
e@mail: nadia7194@yandex.ru*

Н.А. Барченкова, Н.В. Минаева

АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ УПРУГО ПОДКРЕПЛЕННОЙ ПОЛОСЫ С УЧЕТОМ НАЧАЛЬНЫХ НЕСОВЕРШЕНСТВ

Для приближенного определения напряженно-деформированного состояния твердых упруго-пластических тел с несовершенствами необходимо проанализировать непрерывную зависимость решения от исходных данных. В данной работе для случая плоской деформации проверена линеаризация заданных в интегральной форме условий. В качестве конкретного примера рассмотрена задача о равномерном сжатии упруго подкрепленной полосы. Найдена граница области, в пределах которой напряженно-деформированное состояние упруго опертой полосы будет близко к однородному.

N.A. Barchenkova, N.V. Minaeva

ANALYSIS OF DEFLECTED MODE OF ELASTICALLY SUPPORTED BAND SUBJECT TO INITIAL IMPERFECTIONS

It is necessary to analyze continuous decision dependence on basic data for approximate deflected mode determination of solid elastic plastic bodies with imperfections. Linearization of desired in integral form conditions for case of plane deformation is tested in this paper. Problem of elastically supported band uniform compression is taken as example. Region limit in which deflected mode of elastically supported band will be close to homogeneous.

Для приближенного решения задач, описывающих напряженно-деформированное состояние твердых тел путем построения области непрерывной зависимости, применяется аналитический метод [1-4]. Известно, что для нахождения в пространстве параметров, характеризующих внешнее воздействие, границы области непрерывной зависимости решения соответствующей задачи от характеристик геометрических несовершенств тела необходимо построить вспомогательную линеаризованную задачу [5]. Граничные условия при этом следует формулировать на границе тела в деформированном состоянии. В данной работе для случая плоской деформации проведена линеаризация граничных условий, заданных в интегральном виде на границе тела в деформированном состоянии. В качестве примера рассмотрена задача о равномерном сжатии упруго подкрепленной полосы.

1. Пусть граница тела в ненагруженном состоянии описывается функциями

$$y = f_1(x); \quad y = f_2(x); \quad y = f_3(y). \quad (1)$$

Координаты точек A и B (рис. 1) будут находиться из следующих систем уравнений:

$$\begin{aligned} \eta_1 = f_1(\xi_1); \quad \eta_2 = f_2(\xi_2); \\ \xi_1 = f_3(\eta_1); \quad \xi_2 = f_3(\eta_2). \end{aligned} \quad (2)$$

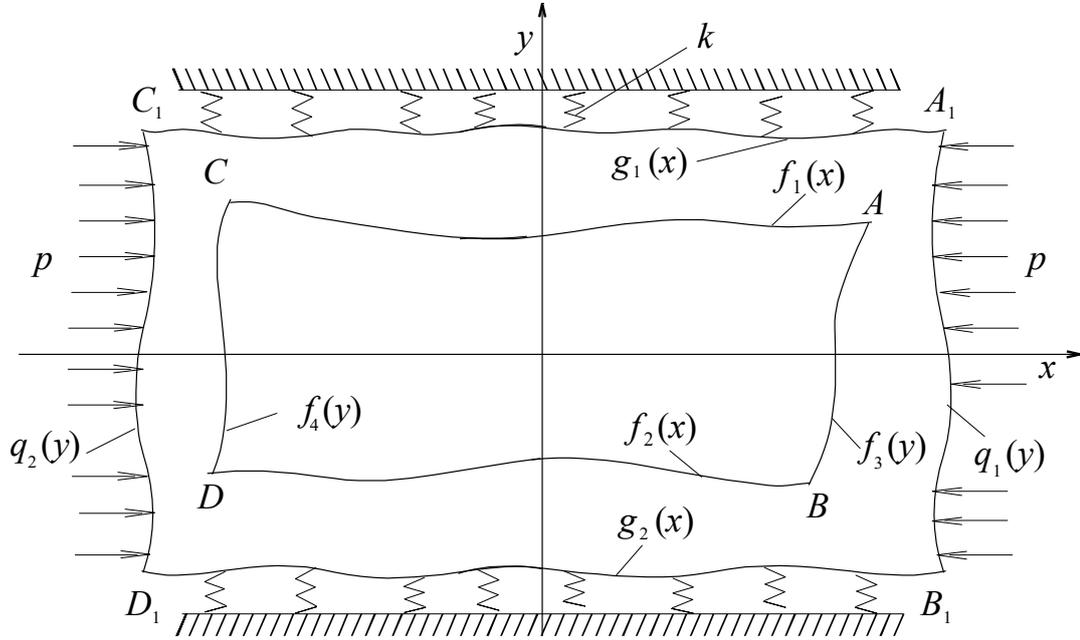


Рис. 1. Упруго подкрепленная полоса

Как следует из (2), ординаты точек A и B будут находиться из решений следующих уравнений:

$$\eta_1 = f_1(f_3(\eta_1)); \quad \eta_2 = f_2(f_3(\eta_2)). \quad (3)$$

В частности, если $f_3(y) \equiv l$, то из (3) получаем

$$\eta_i = f_i(l); \quad \xi_i = l \quad (i = 1, 2). \quad (4)$$

Граница тела в деформированном состоянии пусть описывается функциями (см. рис. 1):

$$y = g_1(x); \quad y = g_2(x); \quad x = q_1(y). \quad (5)$$

Граничное условие задано в виде

$$\int_{y_2}^{y_1} \varphi(q_1(y), y) dy = a. \quad (6)$$

Ординаты точек A_1 и B_1 , как следует из рис. 1, определяются следующими соотношениями:

$$y_i = \eta_i + v(\xi_i, \eta_i), \quad i = 1, 2. \quad (7)$$

Пусть при $f_i = f_i^0$ ($i=1,2$) получено решение соответствующей задачи, когда хотя бы одно из граничных условий имеет вид (6), $u = u^0(x, y)$; $v = v^0(x, y)$. Согласно теореме о неяв-

ных функциях [5,6] надо построить задачу относительно вспомогательных функций $\zeta_i(x,y)$. Соотношения (7) примут вид

$$y_i = \eta_i + v^0(\xi_i, \eta_i) + \zeta_i(\xi_i, \eta_i), \quad i = 1, 2. \quad (8)$$

а граничное условие (6) станет следующим:

$$\int_{y_2}^{\eta_1^0 + \zeta_{i_2}^{(1)}} [\varphi^0(q_1^0 + \zeta_3, y) + \zeta(q_1^0 + \zeta_3, y)] dy = a, \quad (9)$$

где

$$\eta_i^0 = \eta_i + v^0(\xi_i, \eta_i) \quad \zeta_2^{(i)} = \zeta_2(\xi_i, \eta_i), \quad i = 1, 2. \quad (10)$$

Проведя линеаризацию в (9) по ζ и ζ_3 , с учетом того, что

$$\int_{\eta_2^0}^{\eta_1^0} \varphi^0(y) dy = a, \quad (11)$$

получаем граничные условия в следующем виде:

$$\int_{\eta_2^0}^{\eta_1^0} (y) dy = \left[\frac{\partial \varphi^0(q_1^0, y)}{\partial x} \zeta_3 + \zeta(q_1^0) \right] dy = \varphi^0(q_1^0(\eta_2^0), \eta_2^0) \zeta_2(\xi_2, \eta_2) - \varphi^0(q_1^0(\eta_1^0), \eta_1^0) \zeta_2(\xi_1, \eta_1). \quad (12)$$

2. Рассмотрим поведение упругой полосы в случае плоской деформации, которая по кромкам $x = q_1$, $x = q_2$, т.е. от точки $A_1(x_1, y_1)$ до точки $B_1(x_2, y_2)$ и от точки $C_1(x_3, y_3)$ до точки $D_1(x_4, y_4)$, нагружена сжимающим давлением p , а по кромкам $y = g_1(x)$, $y = g_2(x)$, т.е. от точки $A_1(x_1, y_1)$ до точки $D_1(x_4, y_4)$ и от точки $C_1(x_3, y_3)$ до точки $B_1(x_2, y_2)$, упруго подкреплена с коэффициентом жесткости основания k .

Следуя [7], в качестве математической модели, описывающей состояние полосы из несжимаемого материала, примем следующую задачу:

$$\begin{aligned} \frac{\partial(\sigma_x - \omega\tau)}{\partial x} + \frac{\partial(\tau - \omega\sigma_y)}{\partial y} &= 0; & \frac{\partial(\tau - \omega\sigma_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\sigma_y - \omega\tau)}{\partial y} &= 0; \\ \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} &= 0; & \omega &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right); \\ \sigma_x - \sigma_y &= 4G \frac{\partial u}{\partial x}; & \tau &= G \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right). \end{aligned} \quad (13)$$

Граничные условия формулируем в следующем виде:

$$\tau_n|_{y=g_i} = 0; \quad P_y|_{y=g_i} = -k[g_i(x) - f_i(x)], \quad (14)$$

$$\int_{A_1 B_1} P_x|_{x=g_1} ds = \int_{C_1 D_1} P_x|_{x=g_2} ds = -2ph;$$

$$\int_{A_1B_1} P_x \Big|_{x=g_1} y ds = \int_{C_1D_1} P_x \Big|_{x=g_2} y ds = 0, \quad (15)$$

$$\int_{AB} v \Big|_{x=f_3} ds = \int_{CD} v \Big|_{x=f_4} ds = 0.$$

Поскольку в (15) $ds = \sqrt{1 - \dot{q}_i^2} dy$ ($i = 1, 2$), то граничные условия (15) запишутся в виде

$$\int_{y_2}^{y_1} (\sigma_x - \tau \dot{q}_1) \Big|_{x=g_1} dy = \int_{y_4}^{y_3} (\sigma_x - \tau \dot{q}_2) \Big|_{x=g_2} dy = -2ph,$$

$$\int_{y_2}^{y_1} (\sigma_x - \tau \dot{q}_1) \Big|_{x=g_1} y dy = \int_{y_4}^{y_3} (\sigma_x - \tau \dot{q}_2) \Big|_{x=g_2} y dy = 0, \quad (16)$$

$$\int_{\eta_2}^{\eta_1} v \Big|_{x=f_3} dy = \int_{\eta_4}^{\eta_3} v \Big|_{x=f_4} dy = 0.$$

Рассмотрим случай, когда

$$f_3(y) = l + l^{(1)}(y); f_4(y) = -f_3(y); k = k^0 + k^{(1)}(x); G = G^0 + G^{(1)}(x, y); i = 1, 2. \quad (17)$$

При $f_i(x) = h + f^{(i)}(x)$, $f^{(i)}(x) \equiv l^{(1)}(y) \equiv k^{(1)}(x) \equiv G^{(1)}(x, y) \equiv 0$ задача (13)-(15) допускает решение

$$\begin{aligned} \sigma_x = \sigma_x^0 = -p; \quad \sigma_y = \sigma_y^0 = -kh\varepsilon_y^0; \quad \tau = \tau^0 = 0; \\ v = v^0 = \varepsilon_y^0 y; \quad u = u^0 = -\varepsilon_y^0 x. \end{aligned} \quad (18)$$

Из (18) следует, что

$$\begin{aligned} g_1(x) = g_1^0(x) = (1 + \varepsilon_y^0)h; \\ g_2(x) = g_2^0(x) = -(1 + \varepsilon_y^0)h. \end{aligned} \quad (19)$$

Для того чтобы выяснить, при каких значениях параметра внешней нагрузки p решение (18) задачи (13) - (15) при $f^{(i)}(x) < h$; $l^{(1)}(y) < l$; $G^{(1)} < G^{(0)}$ и $k^{(1)}(x) < k^0$ можно было бы принимать в качестве приближенного решения этой задачи, надо рассмотреть вопрос о непрерывности зависимости решения задачи (13) - (15) от функций $f^{(i)}$, $l^{(1)}$, $k^{(1)}$, $G^{(1)}$ при $f^{(i)} \equiv l^{(1)} \equiv k^{(1)} \equiv G^{(1)} \equiv 0$; ($i = 1, 2$). А для этого надо рассмотреть вспомогательную задачу относительно функций ζ_i :

$$\frac{\partial \zeta_3}{\partial x} + \frac{\partial \zeta_5}{\partial y} + \frac{\sigma^0 y}{2} \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \zeta_1}{\partial y} - \frac{\partial \zeta_2}{\partial x} \right) = 0; \quad \frac{\partial \zeta_5}{\partial x} + \frac{\partial \zeta_4}{\partial y} + \frac{p}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \zeta_2}{\partial x} - \frac{\partial \zeta_1}{\partial y} \right) = 0;$$

$$\frac{\partial \zeta_1}{\partial x} + \frac{\partial \zeta_2}{\partial y} = 0; \quad \zeta_3 - \zeta_4 = 4G \frac{\partial \zeta_1}{\partial x}; \quad \zeta_5 = G^0 \left(\frac{\partial \zeta_1}{\partial y} + \frac{\partial \zeta_2}{\partial x} \right). \quad (20)$$

$$(\zeta_4 + \zeta_5)_{y=\pm h} = 0; \quad \left(\zeta_5 - \sigma_x \frac{\partial \zeta_2}{\partial x} \right)_{x=\pm h} = 0. \quad (21)$$

$$\begin{aligned}
\int_{y_2}^{y_1} (\sigma_x^0 + \zeta_3 - \zeta_5 \Psi_1)|_{x=\Psi_1} dy &= \int_{y_4}^{y_3} (\sigma_x^0 + \zeta_3 - \zeta_5 \Psi_2)|_{x=\Psi_2} dy = -2ph, \\
\int_{y_2}^{y_1} (\sigma_x^0 - \zeta_3 - \zeta_5 \Psi_1)|_{x=\Psi_1} y dy &= \int_{y_4}^{y_3} (\sigma_x^0 + \zeta_3 - \zeta_5 \Psi_2)|_{x=\Psi_2} y dy = 0, \\
\int_{-h}^h (v^0 + \zeta_2)|_{x=\Psi_1} dy &= \int_{-h}^h (v^0 + \zeta_2)|_{x=\Psi_2} dy = 0,
\end{aligned} \tag{22}$$

где $y_1 = h + v^0(l, h) + \zeta_2(l, h)$; $y_2 = -h + v^0(l, -h) + \zeta_2(l, -h)$;

$y_3 = h + v^0(-l, h) + \zeta_2(-l, h)$; $y_4 = -h + v^0(-l, -h) + \zeta_2(-l, -h)$.

Функция $\Psi_1(x)$ определяется следующей параметрической формой записи:

$x = l + u^0(l, t) + \zeta_1(l, t)$; $y = t + v^0(l, t) + \zeta_2(l, t)$.

А функция $\Psi_1(x)$ - формулой

$x = l + u^0(-l, t) + \zeta_1(-l, t)$; $y = t + v^0(-l, t) + \zeta_2(-l, t)$.

Далее необходимо провести линейризацию по ζ_i граничных условий (22). Линейризованные по ζ_i функции Ψ_i будут следующими:

$$\Psi_1 = (1 + \varepsilon_x^0)l + \zeta_1 \left(l, \frac{y}{1 + \varepsilon_y^0} \right); \quad \Psi_2 = -(1 + \varepsilon_x^0)l + \zeta_1 \left(-l, \frac{y}{1 + \varepsilon_y^0} \right).$$

Тогда линейризованные граничные условия (22) примут вид

$$\begin{aligned}
\int_{-y_1^0}^{y_1^0} \zeta_3|_{x=\pm x_1^0} dy + \sigma_x^0 [\zeta_2(\pm l, h) - \zeta_2(\pm l, -h)] &= 0, \\
\int_{-y_1^0}^{y_1^0} \zeta_3|_{x=\pm x_1^0} y dy + \sigma_x^0 h [\zeta_2(\pm l, h) + \zeta_2(\pm l, -h)] &= 0, \\
\int_{-h}^h \zeta_2|_{x=\pm l} dy &= 0,
\end{aligned} \tag{23}$$

где $x_1^0 = (1 + \varepsilon_x^0)l$; $y_1^0 = (1 + \varepsilon_y^0)h$.

При $\varepsilon_x^0 < 1$ и $\varepsilon_y^0 < 1$ граничные условия (23) можно заменить следующими соотношениями:

$$\begin{aligned}
\int_{-h}^h \zeta_3(\pm l, y) dy + \sigma_x^0 [\zeta_2(\pm l, h) - \zeta_2(\pm l, -h)] &= 0, \\
\int_{-h}^h \zeta_3(\pm l, y) y dy + \sigma_x^0 h [\zeta_2(\pm l, h) + \zeta_2(\pm l, -h)] &= 0, \\
\int_{-h}^h \zeta_2(\pm l, y) dy &= 0.
\end{aligned} \tag{24}$$

Следуя [7], решение задачи (20), (24) ищем в виде

$$\zeta_1 = \frac{\partial \Phi}{\partial y}; \quad \zeta_2 = -\frac{\partial \Phi}{\partial x}; \quad \Phi(x, y) = \varphi(y) \sin \lambda x. \quad (25)$$

При $\lambda = n \frac{\pi}{l}$ граничные условия (24) будут выполнены. Задача относительно функции $\varphi(y)$, как следует из [7], будет иметь нетривиальное решение, если будет выполнено следующее условие:

$$2(\alpha_{22}\alpha_{14} - \alpha_{24}\alpha_{12})(\alpha_{21}\alpha_{33} - \alpha_{31}\alpha_{23}) + \\ + 2(\alpha_{22}\alpha_{34} - \alpha_{24}\alpha_{32})(\alpha_{11}\alpha_{23} - \alpha_{21}\alpha_{13}) = 0, \quad (26)$$

где

$$\begin{aligned} \alpha_{11} &= k_1 sh\beta - 2ch\beta; & \alpha_{21} &= k_1 ch\beta - 2sh\beta; \\ \alpha_{13} &= k_1 sh\gamma_2\beta - \frac{\gamma_2^2 + 1}{\gamma_2}(1 - \gamma)ch\gamma_2\beta; \\ \alpha_{14} &= k_1 ch\gamma_2\beta - \frac{\gamma_2^2 + 1}{\gamma_2}(1 - \gamma)sh\gamma_2\beta; \\ \alpha_{21} &= -2(1 + \gamma)sh\beta; & \alpha_{22} &= -2(1 + \gamma)ch\beta; \\ \alpha_{23} &= -(1 + \gamma_2^2 + 2\gamma)sh\gamma_2\beta; & \alpha_{24} &= (1 + \gamma_2^2 + 2\gamma)ch\gamma_2\beta; \\ \alpha_{31} &= -k_1 sh\beta - 2ch\beta; & \alpha_{32} &= k_1 ch\beta + 2sh\beta; \\ \alpha_{33} &= -k_1 sh\gamma_2\beta - \frac{\gamma_2^2 + 1}{\gamma_2}(1 - \gamma)ch\gamma_2\beta; \\ \alpha_{34} &= k_1 ch\gamma_2\beta + \frac{\gamma_2^2 + 1}{\gamma_2}(1 - \gamma)sh\gamma_2\beta; \\ \alpha_{41} &= -\alpha_{21}; & \alpha_{42} &= \alpha_{22}; & \alpha_{43} &= -\alpha_{23}; & \alpha_{44} &= \alpha_{24}; & k_1 &= \frac{k}{2G\lambda}; & \beta &= \lambda h; \\ \gamma_2^2 &= \frac{(1 - \gamma)}{(1 + \gamma_1)} = \frac{2G^0 - P}{2G^0 - \sigma_y^0}; & \gamma_1 &= \frac{\sigma_y^0}{2G^0}; & \gamma &= \frac{P}{2G^0}. \end{aligned}$$

Итак, если точка, определяемая параметрами k_l и γ , не выходит за пределы области, ограниченной графиком функции, заданной в неявном виде (26), то решение задачи (13)-(15) непрерывно зависит от $f_i^{(1)}$, $k^{(1)}$, $G^{(1)}$. Следовательно, при достаточно малом отличии формы поперечного сечения полосы от прямоугольника и малой неоднородности ее материала и материала основания выражения (18) можно брать в качестве приближенного решения задачи (13)-(15), т.е. несовершенствами можно пренебречь. Близость формы поперечного сечения полосы к прямоугольнику в этом случае сохраняется и в процессе деформирования. Если же функции, описывающие несовершенства, заданы с точностью до малых параметров, т.е. $f_i^{(1)} = \varepsilon_i \varphi_i$, $k^{(1)} = \varepsilon_5 \varphi_5(x)$, $G^{(1)} = \varepsilon_6 \varphi_6(x, y)$, то характеристики напряженно-деформированного состояния полосы, как следует из аналитичности выражений в (13)-(15), будут аналитическими функциями параметров ε_i в окрестности точки $\varepsilon_i = 0$. Поэтому в этом случае для получения более точного решения задачи (13)-(15) его можно искать в виде степенных рядов по малым параметрам, являющихся рядами Тейлора.

Библиографический список

1. Ишлинский, А.Ю. Рассмотрение вопросов об устойчивости равновесия упругих тел с точки зрения математической теории упругости/ А.Ю. Ишлинский // Укр. матем. журнал. – 1954. – Т. 6. - № 2. - С.140-146.
2. Ишлинский, А.Ю. Математическая теория пластичности/ А.Ю. Ишлинский, Д.Д. Ивлев. – М.: Физматлит, 2001. – 704 с.
3. Гузь, А.Н. Метод возмущения границы в механике сплошной среды (обзор)/ А.Н. Гузь, Ю.Н. Немиш // Приклад, механика. - 1978. - Т.23. – №9. – С. 3-29.
4. Гузь, А.Н. Метод возмущения формы границы в механике сплошных сред/ А.Н. Гузь, Ю.Н. Немиш. – Киев: Выща школа, 1989. – 352 с.
5. Гузь, А.Н. Метод возмущений в механике деформируемых тел/ А.Н. Гузь, Ю.Н. Немиш, Н.В. Минаева. – М.: Научная книга. 2002. – 155 с.
6. Колмогоров, А.Н. Элементы теории функций и функционального анализа/ А.Н. Колмогоров, С.В. Фомин. – М.: Наука, 1976. – 542 с.
7. Ивлев, Д.Д. Механика пластических сред/ Д.Д. Ивлев. Т.2. – М.: Физматлит, 2002. – 448 с.

References

1. A. Yu. Ishlinskiy. Study of solid stable equilibrium from point of mathematical theory of elasticity // Ukr. math. journal. – 1954. – Т.6. №2. – 140-146 p.
2. A.Yu., Ishlinskiy, D.D Ivlev. Mathematical theory of plasticity. M.: Physmatlit, 2001. – 704 p.
3. A.N Guz., Yu. N Nemish. The perturbations boundary method in solids mechanics // Applied mechanics, 1978. Т.23. №9. 3-29 p.
4. Guz A.N., Nemish Yu. N. Perturbation method of limit in mechanics of continuum (review) // Applied Mathematics, 1978. Т.23. №9. 3-29 p.
5. N.V. Minaeva. Perturbation technique in mechanics of deformable bodies. M.: Nauchnaja kniga. 2002. – 155p.
6. A.N. Kolmogorov S.V. Fomin, Elements of theory of functions and functional analysis. M. Nauka. 1976. –542 p.
7. D.D. Ivlev. Mechanics of plastic medium. Т. 2. M.: Physmatlit, 2002. 448 p.

Ключевые слова: граница твердого тела, полоса, упругое опирание, геометрические несовершенства, непрерывная зависимость решения.

Keywords: solids boundary, bound, elastic plane of support, geometrical imperfections, continuous dependence of solution.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.07+624.04:725.4

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры
металлических конструкций и сварки
в строительстве*

А.Ф. Николаев

*Ст. н. с. кафедры строительных
конструкций, оснований и фундаментов
Н.С. Сова*

*Канд. физ.-мат. наук, ст. н. с. кафедры
строительных конструкций,
оснований и фундаментов*

И.Ш. Алирзаев

*Россия, г. Воронеж, тел. 89601190337;
e-mail: imranalirzaev@yandex.ru.*

*Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering*

*Ph.D. of Technical Science, Associated
Professor of (Sub)department
of Metal Structures and Welding*

A.F. Nikolaev

*Senior Scientific Associate of Subdepartment
of Building Structure, Bases and Foundations
N.S. Sova*

*Ph.D. of Physics and Mathematics, Senior sci-
entific associate of Subdepartment
of Building Structures, Bases and Foundations*

I.Sh. Alirzaev

*Voronezh, Russia, tel. 89601190337;
e-mail: imranalirzaev@yandex.ru..*

А.Ф. Николаев, Н.С. Сова, И.Ш. Алирзаев

УСИЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОД НАГРУЗКОЙ

Рассматриваются конструктивные решения и методы производства работ по усилению стальных колонн под нагрузкой.

A.F. Nikolaev, N.S. Sova, I.Sh. Alirzaev

BUILDING STRUCTURES REINFORCEMENT UNDER LOADING

Design decisions and manufacture methods on reinforcement of steel column under load are analysed.

Одним из важных факторов, влияющих на выбор варианта усиления стальных колонн несущих каркасов производственных зданий, в условиях действующего производства, является проведение работ по усилению без остановки технологического процесса. При усилении конструкций под нагрузкой необходимо учитывать реальные условия, в которых выполняются работы по восстановлению несущей способности конструктивных элементов и узлов их сопряжений, и на всех стадиях производства работ предусматривать меры, обеспечивающие прочность, жесткость и устойчивость конструкций. В связи с этим в некоторых вариантах задачу усиления необходимо выполнить в два этапа. На первом этапе разрабатывается временное усиление для ликвидации аварийной ситуации путем монтажа страховочных элементов. На втором, заключительном этапе осуществляется окончательное усиление конструкций.

Достаточно большое число усиленных колонн каркасов зданий ОАО «Воронежсинтезкаучук» позволяет сделать вывод о том, что при хорошо разработанных конструктивных решениях и методах производства работ усиление поврежденных узлов несущих элементов

каркаса может производиться без предварительного разгружения и остановки технологического процесса. При этом конструктивные схемы усиления колонн могут быть различными и диктуются степенью повреждения усиливаемых участков, технологическими и конструктивными соображениями (удобство присоединения элементов усиления, обеспечение передачи на них усилий, удобство производства сварочных работ, уменьшение сварочных прогибов и т.д.).

Разработке проекта усиления стальных колонн должны предшествовать работы по обследованию и оценке технического состояния всех несущих элементов каркаса, исследованию качества стали, определению действующих нагрузок и воздействий, выполнению поверочных расчетов с учетом выявленных дефектов и повреждений.

Многолетний опыт работы по техническому обследованию зданий и сооружений ОАО «Воронежсинтезкаучук» показывает, что наиболее уязвимыми местами для колонн являются опорные базы и узлы сопряжения с ригелями на уровне перекрытий, где колонны соприкасаются с поврежденными железобетонными конструкциями (рис. 1, 2). При этом степень повреждений несущих конструкций различна в зависимости от мест их расположения, интенсивности оказываемых воздействий среды и условий эксплуатации [1].



Рис. 1. Характерные повреждения и усиление стальных колонн на уровне опорных баз



Рис. 2. Характерные повреждения и усиление стальных колонн на уровне перекрытий

На основании проведенных комплексных работ по обследованию конструкций и накопленного опыта по восстановлению несущей способности колонн были рассмотрены несколько вариантов усиления. Во всех вариантах усиление сечений достигается посредством присоединения и включения в совместную с основным стержнем работу элементов усиления из полосовой или профильной стали. Сравнительно небольшой расход металла, простота изготовления, отсутствие необходимости демонтажа и разгрузки конструкций делают этот прием универсальным и применимым в условиях действующего производства. Все типы усиления колонн имеют несколько модификаций, отличающихся между собой конструктивными решениями. Использование несколько вариантов усиления дает возможность образования комбинированных способов, обоснованность применения которых определяется конструктивными особенностями колонн, местными условиями площадки, технологическими возможностями.

При усилении узлов контактные поверхности между старым и новым металлом перед сваркой очищаются от старой краски, ржавчины, грязи, окалины и т.п. Для выравнивания поверхности на усиливаемых участках поверхность колонны покрывается эпоксидной шпатлевкой ЭП-057 (ТУ 6-10-1117-75), а примыкающие к колоннам поверхности пластинок окрашиваются перхлорвиниловой эмалью марки ХВ-785 (ГОСТ 7313-75) по грунтовке из лака марки ХС-010 (ГОСТ 9355-81). Для качественного прикрепления усиливающих элементов к существующей конструкции предусмотрена технологическая последовательность наложения сварных швов и электрозаклепок.

Колонны средних рядов усиливаются симметрично, а колонны крайних рядов из-за имеющих стеновых ограждений усиливаются несимметрично, со смещением центра тяжести сечения колонны в сторону действия опорного изгибающего момента в опорном узле. В предлагаемых вариантах угловые вертикальные швы (связи сдвига) воспринимают сдвигающие усилия, а электрозаклепки (поперечные связи) препятствуют отрыву элементов усиления от основной конструкции (см. рис. 1-2). Одновременное применение электрозаклепок и ребер жесткости обеспечивает совместную работу металла основного сечения с элементами усиления.

В частности, при усилении колонн на уровне перекрытий вертикальные ребра жесткости (поз. 2) связывают неповрежденные участки колонн с накладками по поясам стенки и обеспечивают равномерную передачу усилия по длине колонны, а электрозаклепки препятствуют отрыву элементов усиления от стенки (рис. 3).

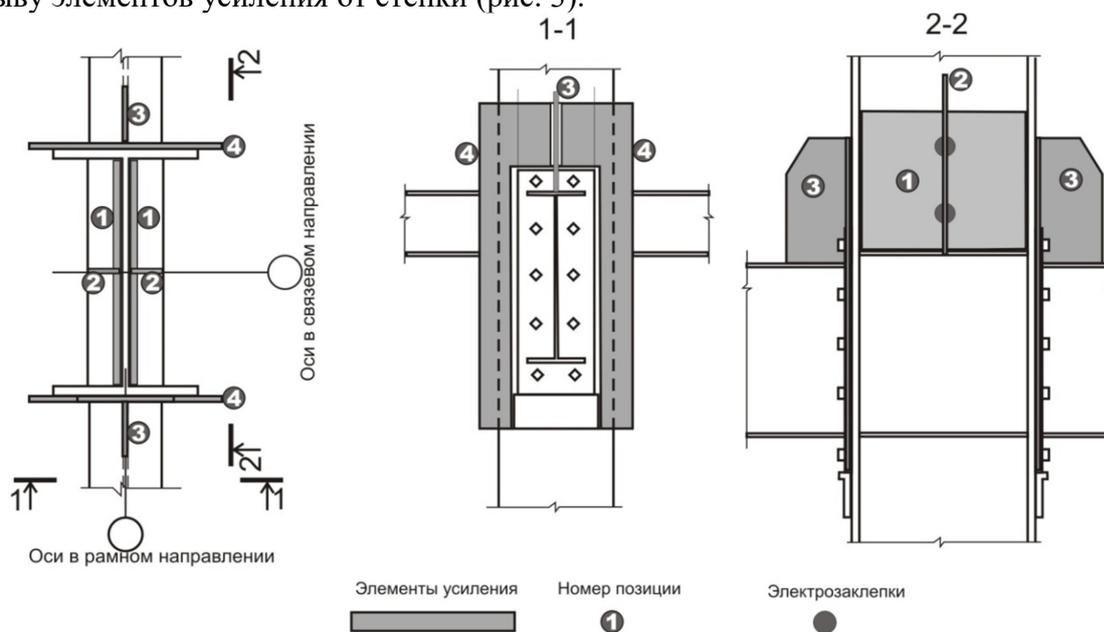


Рис. 3. Принципиальное решение усиления узлов примыкания ригелей к колоннам на уровне перекрытий

Опорная реакция с фланца (поз. 4) передается непосредственно на полки колонны. Опорный момент в узлах опирания ригеля на колонну частично передается на ребра жесткости (поз. 3). Линия оси упругого поворота узла (нейтральная линия) проходит примерно на уровне нижнего пояса балки. Максимальное растягивающее усилие при этом всегда возникает на уровне двух верхних болтов и сварного шва между верхней полкой ригеля и поз.3. Геометрические размеры усиливающих элементов (поз. 1-4) и параметры сварных соединений определяются в зависимости от напряженно-деформированного состояния конструкции (элемента). Эти размеры также определяются влиянием конкретных дефектов и повреждений, характером нагрузок и воздействий на конструкцию и механическими свойствами основного металла. При расчетах соединений предполагается, что деформативность болтов и сварных швов одинакова.

Присоединение элементов усиления с помощью сварки – зачастую технологически наиболее приемлемый способ усиления, однако наложение сварных швов приводит к возникновению сварочных напряжений и деформаций. Во избежание сварочных напряжений и деформаций отработана специальная технология, которая предусматривает определенную последовательность и режим усиления. При усилении элементы усиления предварительно прижимаются к усиливаемой колонне с помощью струбцин. После прижатия элементов усиления осуществляется их прихватка на сварке. Прихватки накладываются в местах расположения фиксаторов. Предварительная сборка элементов на сварочных прихватках обеспечивает совместную работу основного стержня и элементов усиления и приводит к резкому снижению сварочных деформаций. Прихватки воспринимают незначительные сдвигающие усилия, возникающие вследствие приращения прогибов стержня и изменения его жесткости при последующем наложении связующих швов. Затем приступают к наложению основных связующих сварных швов. Сварка выполняется электродом диаметром не более 4 мм от середины элемента к краям обратноступенчатым способом (длина ступени – 150-200 мм), при котором отдельные швы – ступени выполняются в направлении, обратном общему направлению сварки. Сущность этого способа заключается в том, что деформации от предыдущих швов снижаются при выполнении последующих швов. Все сварные швы выполняются в несколько проходов. При этом общее направление сварки в последующем проходе меняется на противоположное.

Для нахождения параметров электрозаклепок определяются усилия в них. Податливость поперечных связей значительно превышает возможности деформации сдвига и поперечного растяжения материала соединяемых элементов. В связи с этим усиливаемый элемент можно рассматривать как составной элемент на упругоподатливых связях, какими являются электрозаклепки.

Выводы

Конструкция вышеприведенных вариантов усиления в целом отвечает условиям безопасной эксплуатации узлов сопряжения ригелей и колонн каркасных зданий промышленных предприятий. Сравнительно небольшой расход металла, простота изготовления, отсутствие необходимости производить демонтаж и разгрузку конструкций делают этот прием универсальным и применимым в условиях действующего производства.

Библиографический список

1. Немчинов, Б.К. Экспертиза строительных конструкций зданий химических предприятий и некоторые способы восстановления их работоспособности/ Б.К. Немчинов, Н.С. Сова, И.Ш. Алирзаев: тез. докл. // Первая международная научно-техническая конференция «Оценка риска и безопасность строительных конструкций».- Воронеж, 2006. - С. 207-210.

References

1. B.K Nemchinov, N.S.Sova, I.Sh. Alirzaev. Analysis of structures of chemical enterprises constructions and some ways of their restorative function / Report Thesis. First International Scientific Conference « Risk and safety estimation of structures».-Voronezh,2006.- p.207-210.

Ключевые слова: усиление колонн, конструктивные решения, распределение усилий.

Keywords: column reinforcement, design decisions, reinforcement distribution.

УДК 624.072

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры
металлических конструкций и сварки
в строительстве
А.А. Свентиков
Д-р. техн. наук, проф. зав. кафедрой
металлических конструкций и сварки
в строительстве
А.М.Болдырев
Россия, г. Воронеж, тел. 8(473)2715230
e-mail: as102008@yandex.ru*

*The Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
PhD of Technical Science,
Associate professor of Department of Metal
Structures and Welding
A.A. Swentikov
Doctor of Technical Science, Professor
Head of (sub)department of Metal Structures
and Welding in Construction
A.M.Boldirev
Voronezh, Russia, , tel.: 8(473)2715230
e-mail: as102008@yandex.ru*

А.А. Свентиков, А.М. Болдырев

РАСЧЕТ ВИСЯЧИХ СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ИСТОРИИ НАГРУЖЕНИЯ

Рассматривается физически нелинейный расчет висячих конструкций с учетом повторных нагружений. Для оценки напряженно-деформированного состояния использована идея метода упругих решений. С использованием предложенного алгоритма расчета исследована висячая система с вертикальными подвесками и система с треугольной решеткой.

A.A.Sventikov, A.M.Boldirev

CALCULATION DESIGN OF SUSPENSION FRAMING SUBJECT TO LOADING HISTORY

Physically nonlinear design calculation of suspended constructions subject to reloading is under consideration. To estimate deflected mode method for solving elastic body problem applied. Using proposed algorithm of design calculation suspension structure with vertical suspenders and structure with triangular framing were investigated.

Введение

Одним из факторов, существенно влияющих на напряженно-деформированное состояние строительных конструкций, является возникновение в них пластических или остаточных деформаций [1, 2]. При изучении висячих систем задача осложняется тем, что в данных конструкциях кроме физической нелинейности необходимо учитывать и геометрическую нелинейность [3, 4]. Кроме этого, на эксплуатационную надежность конструктивных систем оказывает влияние накопление деформаций. Исходя из этого, в настоящей статье рассмотрим расчет висячих конструкций в физически нелинейной постановке с учетом истории нагружения.

1. Методика расчета с учетом развития пластических деформаций

Ввиду того, что в висячих конструкциях используются высокопрочные материалы, зависимость между напряжениями и деформациями в материале их несущих элементах запишем в виде кусочно-линейной функции с упрочнением (рис. 1, а) [2, 4]:

$$\sigma_i = E \cdot \varepsilon_i \cdot (1 - \alpha_\varepsilon); \quad (1)$$

при $\varepsilon_i \leq \varepsilon_y$ $\alpha_\varepsilon = 0$;

$\varepsilon_i > \varepsilon_y$ $0 < \alpha_\varepsilon < 1$,

где $E, \sigma_i, \varepsilon_i$ – модуль упругости, напряжение и относительное удлинение материала; α_ε – коэффициент физической нелинейности (отношение секущего модуля упругости к начальному) [2]; ε_y – относительное удлинение, соответствующее достижению напряжений пределу текучести σ_y .

Для повторных нагружений введем следующее допущение [2, 5]: в упругопластической стадии деформирования материала разгрузка от достигнутой точки диаграммы ($\sigma_i - \varepsilon_i$) будет осуществляться по упругой зависимости (рис. 1, а), и при последующих нагружениях деформационный процесс будет подчиняться данной новой зависимости (рис. 1, б).

Исходя из введенных допущений для случая первого появления остаточных деформаций можно записать

$$\varepsilon_i = \varepsilon_r + \varepsilon_y; \quad (2)$$

$$\varepsilon_y = \sigma_i / E; \quad (3)$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_i - \varepsilon_y = \varepsilon_i - \sigma_i / E, \quad (4)$$

где ε_r – остаточные пластические деформации; ε_y – условные упругие деформации, возникающие при «упругой разгрузке».

Для каждого следующего превышения предела текучести (накопления деформаций) диаграмма деформирования уточняется путем увеличения остаточных деформаций:

$$\varepsilon_r'' = \varepsilon_r' + \Delta \varepsilon_r', \quad (5)$$

где ε_r'' – уточненные остаточные деформации элемента.

Данный процесс будет продолжаться до некоторого предельного значения остаточных деформаций ε_r^{np} (предельные остаточные деформации элемента, возникающие при разгрузке от временного сопротивления σ_u) (рис. 1, г).

На основании записанных выражений (1)÷(5) предложим следующую систему уравнений для оценки деформации материала с учетом истории нагружения:

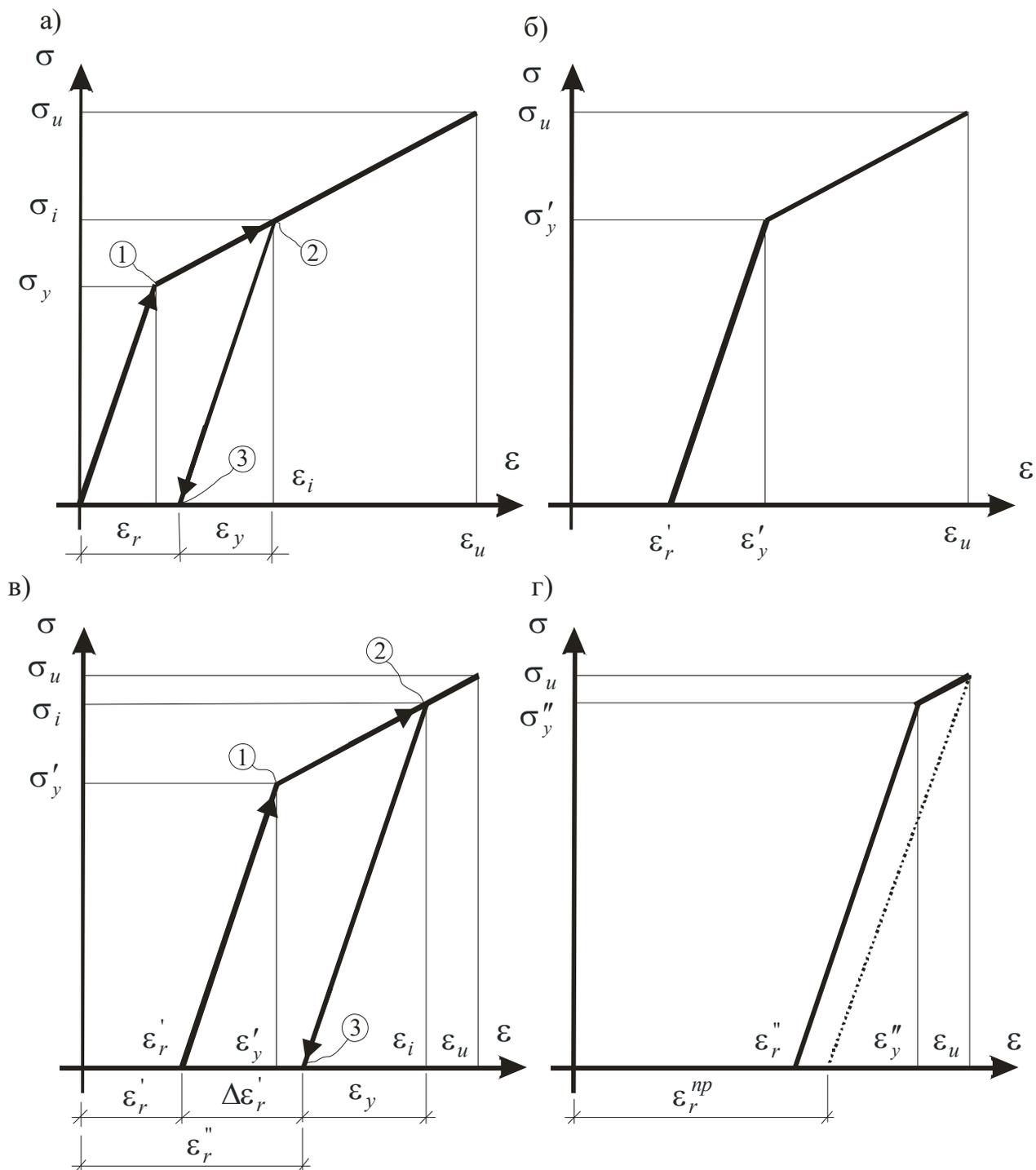
А – условно линейная стадия:

$$\varepsilon_i' \leq \varepsilon_i \leq \varepsilon_y'; \quad \sigma_i = E \cdot (\varepsilon_i - \varepsilon_r'), \quad (6)$$

Б – упруго-линейная стадия:

$$\varepsilon_i > \varepsilon_y' \quad \sigma_i = \sigma_0' + E_s \cdot \varepsilon_i = \frac{\sigma_y' \cdot \varepsilon_u - \sigma_u \cdot \varepsilon_y'}{\varepsilon_u - \varepsilon_y'} + \frac{\sigma_u - \sigma_y'}{\varepsilon_u - \varepsilon_y'} \cdot \varepsilon_i. \quad (7)$$

Исходя из анализа полученных зависимостей (6), (7) и соответствующих формул (2), (4), (5) видно: учет истории деформирования заключается в корректировке деформаций при вычислении напряжений в упругой стадии.



Обозначение:

① ② ③ - последовательность деформирования материала.

Рис. 1. Диаграммы деформирования материала:
а – деформирование при первом накоплении остаточных деформаций;
б – первая остаточная диаграмма; в – деформирование при повторном накоплении остаточных деформаций; г – повторная остаточная диаграмма

Для анализа остаточных деформаций в элементах конструкции введем следующие коэффициенты накопления деформаций:

$$C_{r,i}^I = \varepsilon_{r,i}'' / \varepsilon_{r,i-1}'' \quad (8)$$

$$C_{r,i}^D = \varepsilon_{r,i}'' / \varepsilon_r^{np} \quad (9)$$

где C_r^I, C_r^D – соответственно интегральный и дискретный показатель накопления деформаций.

Интегральный показатель характеризует степень увеличения остаточных деформаций от цикла к циклу, а дискретный – уровень остаточных деформаций в отношении к предельным.

В качестве основного метода расчета висячих конструкций используем метод конечных элементов в форме метода перемещений, а для оценки их нелинейных свойств – метод упругих решений [2, 5]. Отметим, что при разгрузке конструктивная система будет получать некоторое промежуточное состояние, зависящее от накопленных остаточных деформаций. Данное состояние будет являться начальным для последующих повторных нагружений конструкции. Однако при расчете многоэлементных конструкций данный подход является невыгодным из-за необходимости переформирования системы разрешающих уравнений (глобальной матрицы жесткости). Для исключения данных промежуточных состояний используем идею фиктивных нагрузок метода упругих решений. При этом под фиктивной будем понимать нагрузку, вызывающую в элементах исходной расчетной схемы деформации эквивалентные остаточным.

Таким образом, матричная формулировка метода конечного элемента для расчета висячих систем с учетом накопления деформаций будет иметь следующий вид:

$$K \cdot \bar{r} = \bar{P} + \bar{P}_{re} + \bar{P}_{ref} \quad (10)$$

Общая процедура нахождения нелинейного решения следующая. Первоначально по остаточным деформациям определяется вектор отпорных усилий \bar{N}_{re} в элементах конструкции. Затем, суммируя данные усилия по координатным осям (степеням свободы узлов), находится вектор фиктивных нагрузок \bar{P}_{re} . После этого выполняется поверочный расчет исходной системы. В том случае если найденные фиктивные перемещения \bar{r}_f будут равны остаточным перемещениям \bar{r}_r (определяются путем суммирования остаточных деформаций по координатным осям), то дальнейший расчет конструкции осуществляется с учетом найденной фиктивной нагрузки.

Неравенство перемещений указывает на наличие в системе остаточных напряжений. В этом случае по разнице перемещений $\bar{r}_f - \bar{r}_r$, используя описанную выше последовательность, определяются дополнительные фиктивные нагрузки \bar{P}_{ref} .

2. Исследование висячих конструкций при повторных нагружениях

С использованием предложенного алгоритма нелинейного расчета были выполнены исследования двух висячих систем: с вертикальными подвесками и с треугольной решеткой. Основные конструктивные параметры системы с вертикальными подвесками: пролет $L = 100$ м, стрела провеса $f = 12,5$ м ($f/L = 1/8$), осевая жесткость несущей нити $E A_k = 12 \cdot 10^6$ кН, изгибная жесткость балки жесткости $E J_5 = 2 \cdot 10^7$ кН·м, величина постоянной нагрузки

$q = 20$ кН/м [6]. Основные параметры висячей конструкции с треугольной решеткой: пролет $L = 160$ м, стрела провеса $f = 20$ м ($f/L = 1/8$), осевая жесткость несущей нити $EA_k = 9 \cdot 10^5$ кН, изгибная жесткость балки жесткости $EJ_b = 2 \cdot 10^6$ кН·м [9]. Для обеих конструкций характеристики материала гибких нитей принимались по рекомендациям для проектирования висячих конструкций и по результатам натурных исследований стальных канатов [4, 7, 8]: временное сопротивление - 1400 МПа, условный предел текучести - 750 МПа, относительное удлинение после разрыва - 3 %, модуль упругости - $1,6 \cdot 10^5$ МПа.

Учет развития пластических деформаций проводился по следующим четырем схемам приложения временных нагрузок. Первые две схемы: попеременное нагружение с коэффициентом асимметрии цикла (P_{\max} / P_{\min}) равным 0,3 и 0,5 (схемы №1, №2). Данные нагружения характеризуют монотонное нарастание пластических деформаций. В других схемах первоначально прикладывалась максимальная нагрузка, а последующие повторные нагрузки составляли соответственно 50 % и 30 % от первоначальной нагрузки (схемы №3, №4). Данные нагружения характеризовали чувствительность висячих систем к возникновению остаточных пластических деформаций. Число циклов во всех схемах составляло 10^3 . На рис. 2 и 3 показаны полученные циклограммы прогибов висячих систем при 50-процентном последующем нагружении от начального.

Для получения обобщающих выводов данные выполненных расчетов приведены к следующему безразмерному виду:

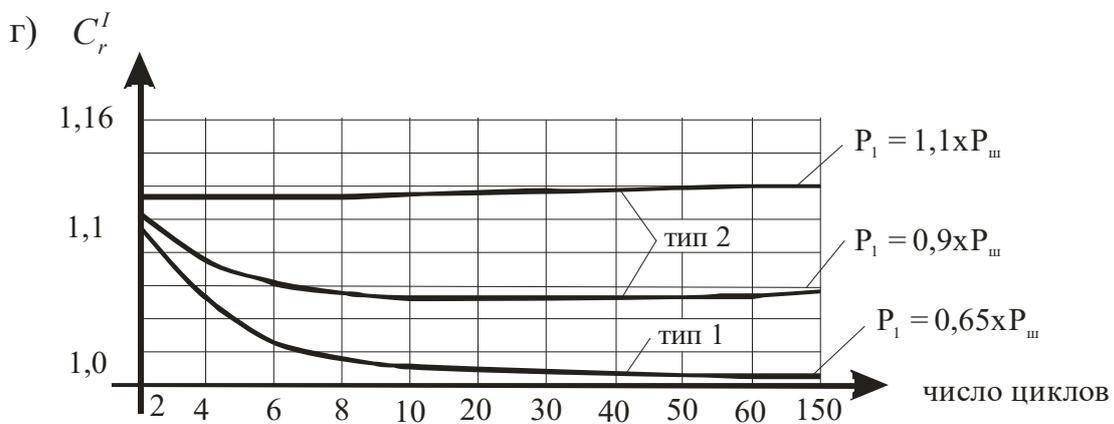
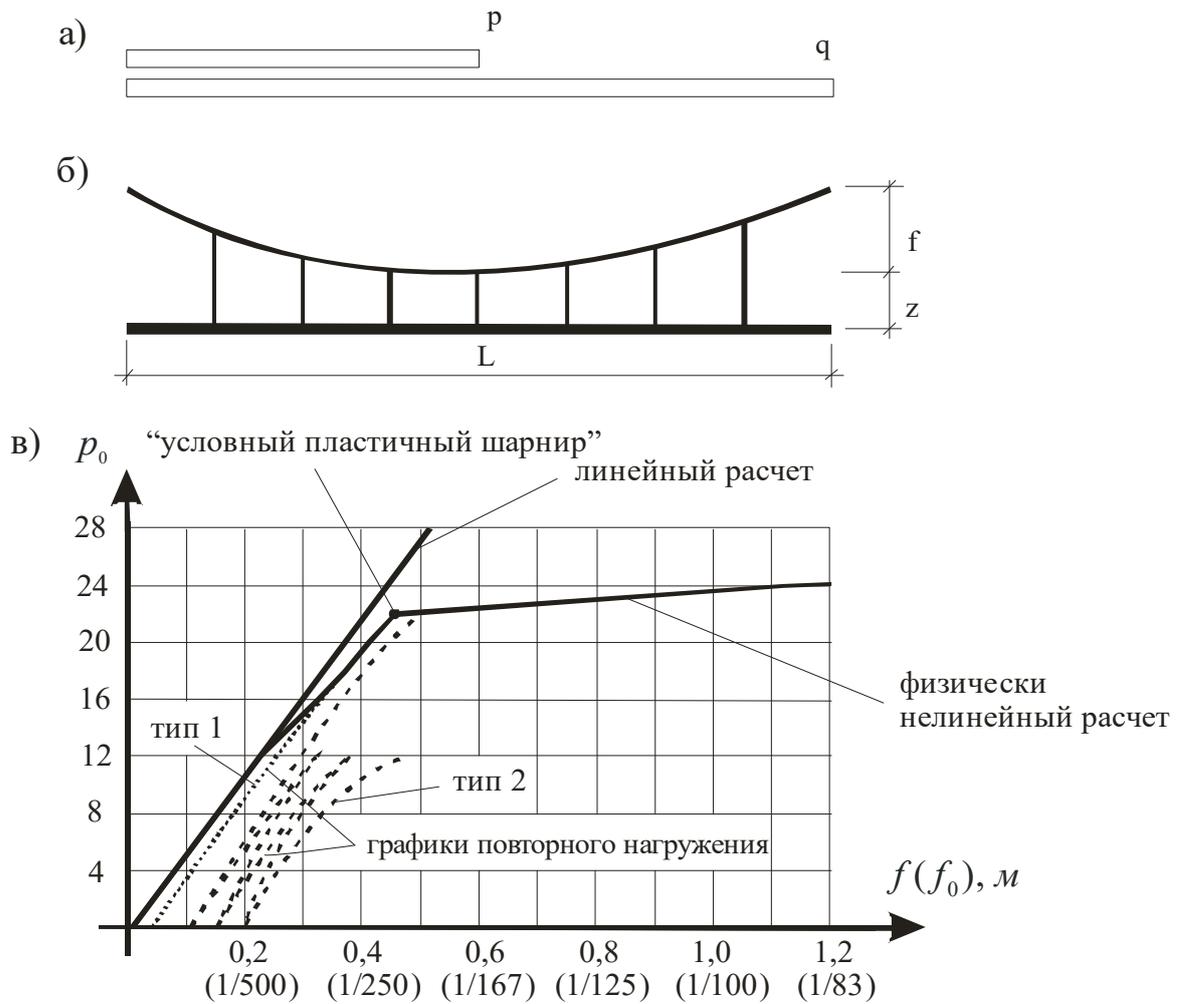
$$p_0 = p / q; \quad f_0 = f / L, \quad (11)$$

где p_0, f_0 – уровень временной нагрузки и величина прогиба в относительном виде.

Результаты тестовых расчетов показали, что при уровне начальной нагрузки порядка $70 \div 75$ % от нагрузки возникновения пластического шарнира в висячих системах происходило пластическое переформирование расчетной схемы. Здесь под пластическим шарниром понимаем такое состояние висячей конструкции, при котором при превышении значения нагрузки происходит резкое возрастание прогибов [9].

При дальнейших повторных нагружениях процесс деформирования не имел значительных отклонений: разница по перемещениям (прогибам) в смежных циклах нагружения составляла менее 1 % (на рис. 2, 3 кривые 1-го типа). При этом в процессе циклов нарастание остаточных деформаций практически не отмечалось: интегральный показатель C_r^I приближался к 1. Относительные прогибы при данном характере деформирования составляли $1/250 \div 1/180 L$, что выше соответствующих значений для традиционных стальных конструкций. Данный факт указывает на достаточно хорошую жесткость висячих систем к восприятию повторных нагрузок.

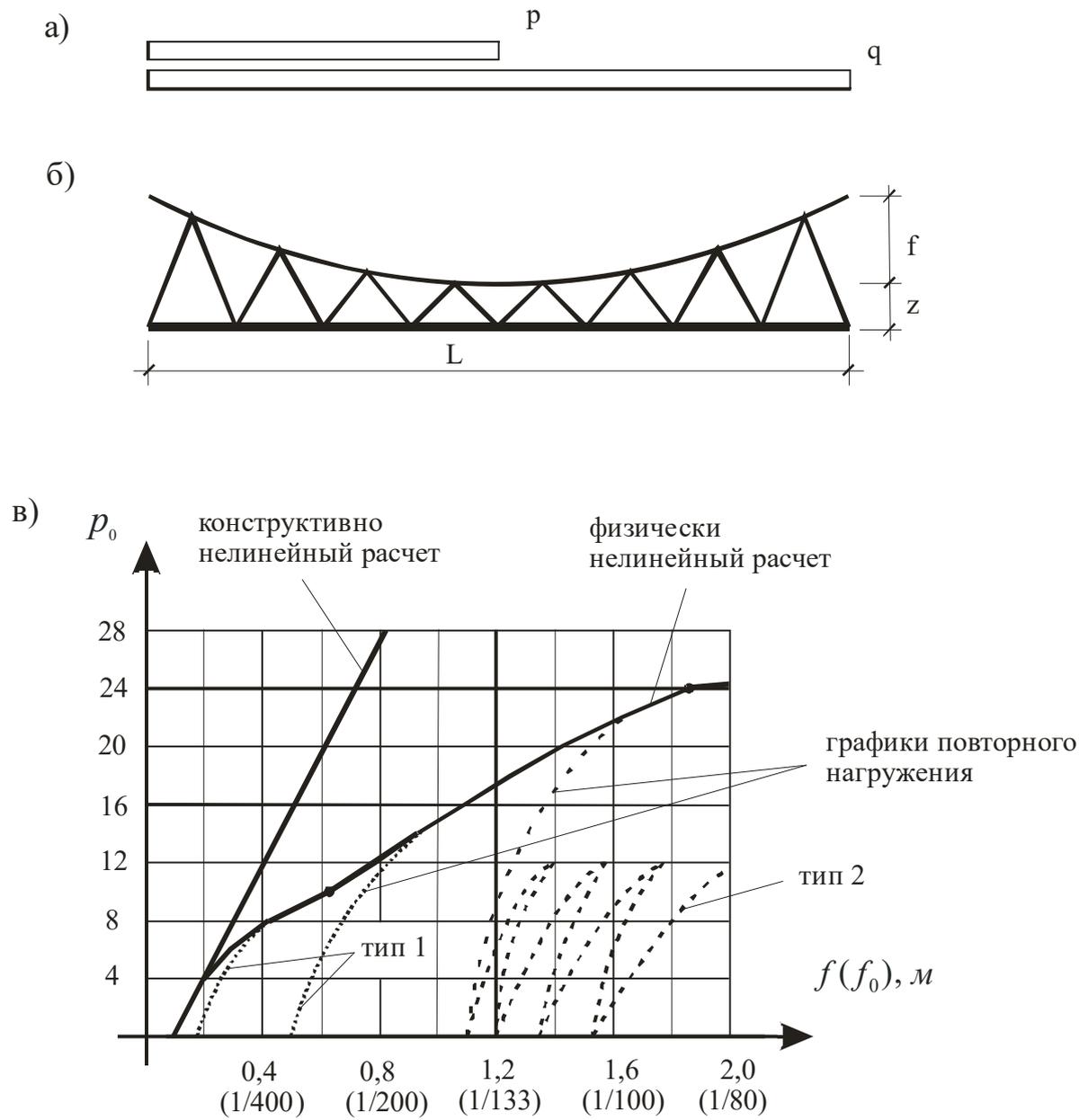
При первоначальном нагружении висячих систем нагрузками выше 75-процентного уровня образования условного пластического шарнира при каждом последующем повторном нагружении наблюдались значительные (более 5 %) изменения в процессе деформирования конструкции (на рис. 2, 3 кривые 2-го типа). При этом нарастание остаточных пластических деформаций могло осуществляться по следующим двум сценариям. При нагрузке до уровня образования пластического шарнира коэффициент C_r^I первоначально снижается и стабилизируется, затем возрастает, а при нагрузке выше данного уровня – остаточные деформации сразу нарастают с некоторой скоростью. Отметим, что максимальный уровень коэффициентов накопления деформаций C_{ri} для отдельных элементов конструкции составлял $0,55 \div 0,60$, а суммарный коэффициент C_r в несущих нитях и подвесках имел значение $0,25 \div 0,35$, в балках жесткости - $0,45 \div 0,55$. Данные результаты указывают на преобладающую роль в накоплении деформаций в висячих системах балочных конструкций.



Обозначения:

- тип 1 – повторное нагружение без значительных отклонений;
- - - - - тип 2 – нагружение со значительными отклонениями;
- P_1 – первоначальная нагрузка;
- $P_{ш}$ – нагрузка образования «условно-пластического шарнира»

Рис. 2. Результаты расчета висячей системы с вертикальными подвесками при повторных нагрузках:
 а – схема нагружения; б – расчетная схема; в – циклограмма прогибов;
 г – график нарастания прогибов (интегральный показатель)



Обозначения:

- тип 1 – повторное нагружение без значительных отклонений;
- - - - - тип 2 – нагружение со значительными отклонениями

Рис. 3. Результаты расчета висячей системы с треугольной решеткой при повторных нагрузках:
а – схема нагружения; б – расчетная схема;
в – циклограмма прогибов

Отметим, что характер циклического деформирования по всем схемам нагружения не претерпел существенных изменений. При монотонном нагружении (схемы № 1 и № 2) по сравнению с нагружениями со значительной первоначальной нагрузкой (схемы № 3 и № 4) висячей конструкции быстрее происходит нарастание остаточных деформаций после преодоления некоторого уровня нагрузки. До этого значения нагрузки процессы циклического деформирования по данным схемам практически не отличались друг от друга: разница по перемещениям (максимальным прогибам) между данными уровнями не превышала 10 %. На основании данных фактов можно сделать вывод о том, что висячих конструкциях при повторных нагрузках наиболее существенное влияние оказывает уровень первоначальной нагрузки.

Выводы

При повторных нагрузках до некоторого уровня нагрузки ($0,70 \div 0,75$ от уровня образования «условного пластического шарнира») остаточные деформации практически не влияют на напряженно-деформированное состояние висячих конструкций. При этом относительные прогибы составляют $1/250 \div 1/180$ от L , что указывает на достаточно хорошую жесткость висячих систем к восприятию повторных нагрузок. Также выявлено, что на малоцикловую деформативность висячих конструкций значительное влияние оказывает уровень максимальной первоначальной нагрузки и соответственно уровень первоначальных остаточных пластических деформаций.

Библиографический список

1. Ржаницын, А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов / А.Р. Ржаницын. - М.: Госиздат, 1954. - 287 с.
2. Илюшин, А.А. Сопrotивление материалов / А.А. Илюшин, В.С. Ленский. - М.: Физматгиз, 1959. - 371 с.
3. Кирсанов, Н.М. Висячие покрытия производственных зданий / Н.М.Кирсанов. - М.: Стройиздат, 1990. - 128 с.
4. Москалев, Н.С. Конструкции висячих покрытий / Н.С.Москалев. - М.: Стройиздат, 1980. - 331 с.
5. Перельмутер, А.В. Расчетные модели и возможность их анализа/ А.В.Перельмутер, В.И. Сливкер. - М.: ДМК Пресс, 2007. - 600 с.
6. Смирнов, В.А. Висячие мосты больших пролетов / В.А.Смирнов. - М.: Высшая школа, 1975. - 368 с.
7. Руководство по применению стальных канатов и анкерных устройств в конструкциях зданий и сооружений / НИИ строительных конструкций Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1978. - 94 с.
8. Рекомендации по выбору типов и расчету прочности стальных канатов, применяемых в строительных металлических конструкциях / М.: ЦНИИ проектстальконструкция им. Мельникова, М., 1991.- 32 с.
9. Свентиков, А.А. Учет геометрической и физической нелинейности при расчете висячих и вантовых стержневых систем / А.А. Свентиков // Научный вестник ВГАСУ. Серия: «Современные методы статического и динамического расчета зданий и сооружений». - Вып. №2, - Воронеж, 2005.- С. 98-103.

References

1. A.R Rzhانيتsyn,. Calculation of constructions in account of plastic properties of materials / A.R.Rzhانيتsyn.-M.: the State publishing house, 1954.- 287 p.
2. A.A. Ilyushin,. Resistance of materials / A.A.Ilyushin, V.S.Lenskiy.- M.: Pizmatizdat, 1959.- 371 p.
3. N.M.. Kirsanov, suspended coverings of industrial buildings / N.M.Kirsanov.-M.: Sroyizdat, 1990.- 128 p.
4. N.S Moskalev. Design of suspended coverings / N.S.Moskalev.-M.: Sroyizdat, 1980.- 331 p.
5. A.V. Perelmuter,. Design model and opportunity of their analysis / A.V.Perelmuter, V.I.Slivker.-M.: DMK Press, 2007.- 600 p.
6. V.A. Smirnov,. Suspension bridge of great spans / V.A.Smirnov.-M.: the Higher school, 1975.- 368 p.
7. Management on application of steel ropes and anchor devices in building and construction structures. / Scientific research institute of building designs of Gosstroy of the USSR, M.: Sroyizdat, 1978.- 94 p.
8. Recommendations for choice of types and to calculation of calculation of steel ropes strength applied in building metal structures. / M.: ZNII proektmetail konstruktion it Melnikov, Moscow, 1991.- 32 with.
9. A.A. Sventikov,. Geometrical and physical nonlinearity accounting while calculating suspended and cable rod systems / A.A.Sventikov // Scientific bulletin of VGASU. Series: « Modern methods of static and dynamic calculation of buildings and constructions ». Issue №2, 2005.- pp.98-103.

Ключевые слова: висячая конструкция, стержень, напряжение, деформация, пластика, нагрузка.

Key words: suspended structure, rod, stress, deformation, plastic, loading.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 69.04:691.328.1 (624.046.2 +624.044.2)

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры
строительной механики
В.С. Сафронов
Аспирант кафедры строительной механики
Д.И. Доманов
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. Science Professor of (Su) bdepartment
of Structural Mechanics V.S. Safronov
Postgraduate of (Sub) department
of Structural Mechanics
D.I. Domanov
Russia, Voronezh, ph. 8 (473)263-07-57
e-mail: vss22@mail.ru*

В.С. Сафронов, Д.И. Доманов

ОЦЕНКА РИСКА РАЗРУШЕНИЯ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРОИЗВОЛЬНОЙ ФОРМЫ

Описывается алгоритм расчета риска разрушения нормальных сечений железобетонных балок с обычным армированием для случаев, когда ширина балки по высоте является переменной. Принимается, что распределение прочностных характеристик бетона, арматуры и флуктуации действующих нагрузок описываются нормальным законом. Для определения предельных значений изгибающих моментов используется нелинейный деформационный расчет. Приводятся результаты численных исследований на конкретных примерах.

V.S. Safronov, D I. Domanov

RISK ASSESSMENT OF FRACTURE OF ARBITRARY SHAPED REINFORCED CONCRETE BEAMS OF NORMAL SECTIONS

Computation algorithm of fracture risk of normal section reinforced beams with standard reinforcement if beam width is variable .is analyzed. It is assumed that distribution of strength characteristics of concrete, reinforcement, and fluctuations acting loads are described by the normal law. To determine the limit values of bending moments using nonlinear strain calculation is used. Results of numerical studies on concrete examples are given.

Алгоритм расчета вероятности возникновения катастрофического состояния в нормальных сечениях армированных ненапрягаемой арматурой железобетонных балок и подробные исследования количественных значений этого параметра в зависимости от параметров разброса прочности бетона и арматуры для случая прямоугольной формы сечения рассмотрены в [1]. Однако в практике строительства весьма часто используются балки других форм сечений: трапецидального, таврового с ребром переменной по высоте толщины и т.п. Настоящая статья посвящена развитию ранее разработанной для балок с прямоугольным поперечным сечением методики для балок произвольной формы.

Оценку возможности разрушения нормальных сечений, армированных ненапрягаемой арматурой, осуществим через вероятность (риск) P_f реализации катастрофического состояния при достижении изгибающим моментом от нагрузки значения, при котором произойдет разрушение.

Расчет риска разрушения ведется из предположения, что случайными являются прочностные характеристики материалов (бетона и арматуры) и действующих нагрузок. При этом размеры поперечного сечения балки, количество, диаметр и расположение арматуры считаются постоянными. В соответствии с данными исследований [1] распределение прочностных характеристик бетона и арматуры хорошо описывается нормальным законом с регламентируемыми параметрами разброса. Для постоянных нагрузок также воспользуемся законом Гаусса, который подходит для нормальных условий эксплуатации [2].

Расчет предельных изгибающих моментов M_u для нормальных сечений балки выполняется с помощью описанного ниже алгоритма, основанного на нелинейной деформационной модели, рекомендуемой СП 52-101-2003 [3]. Он реализован автором статьи в среде комплекса вычислительной математики MathCAD.

Алгоритм основан на гипотезе плоских сечений, нелинейной зависимости между напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры и предположении, что деформирование бетона в растянутой зоне является не беспрепятственным. Переход от эпюры напряжений в бетоне к внутренним усилиям производится с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. За предельное значение изгибающего момента принимается внутреннее усилие, которое действует в поперечном сечении балки, когда относительные деформации наиболее сжатого и/или растянутого волокна достигают предельных значений (рис. 1).

Диаграмма деформирования бетона принята в трех вариантах: 1) трехлинейной по [3]; 2) криволинейной по рекомендациям ЕКВ [5]; 3) в виде предложенной Н.Ж. Нугужинным [6] экспоненциальной функции. Диаграмма деформирования арматуры принята двухлинейной без упрочнения с площадкой текучести, соответствующей нормативному сопротивлению материала. Необходимость применения данной методики вызвана несовершенством приведенной в СНиП 2.05.03-84*[4] методики расчета для случаев переармирования или недоармирования.

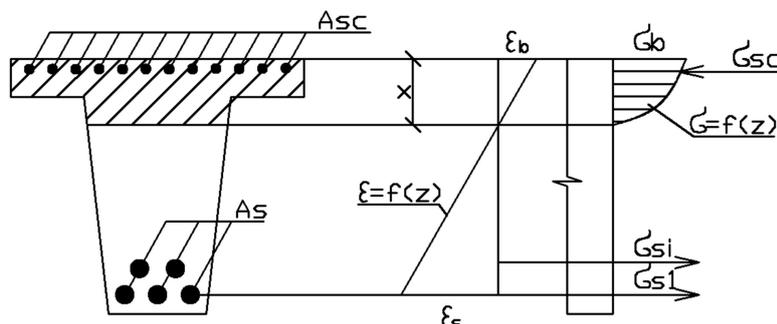


Рис. 1. Деформации и напряжения в бетоне и арматуре

Нелинейный алгоритм расчета предельного изгибающего момента, являющийся модернизацией, приведенной в [1] последовательности вычислений, состоит из следующих этапов:

- 1) задание исходных данных (форма сечения, армирование и т.п.);
- 2) предварительное задание деформации крайнего сжатого волокна бетона предельным значением ($\epsilon_{b2} = 0,0035$);
- 3) вычисление деформации арматуры ϵ_s как функции высоты сжатой зоны бетона с использованием гипотезы плоских сечений;
- 4) определение деформаций сжатых волокон бетонной части балки.
- 5) вычисление напряжений в бетоне и арматуре по их деформациям, исходя из принятых диаграмм деформирования;
- 6) вычисление усилий в сжатом бетоне и арматуре балки интегрированием по высоте поперечного сечения балки;
- 7) определение высоты сжатой зоны из условия равенства нулю разности продольных сил в арматуре и бетоне сжатой зоны нормального сечения балки одним из численных методов поиска корня степенного алгебраического уравнения;

8) проверка условия превышения деформацией арматуры предельного значения. В случае, если деформация превышает максимально допустимую величину, она задаётся предельным значением и происходит корректировка высоты сжатой зоны (т.е. повторяются заново п. 3-7);

9) вычисление предельного момента как главного момента внутренних усилий относительно нейтральной оси сечения исходя из найденных значений деформаций и высоты сжатой зоны.

Основными отличиями использованного в данном исследовании алгоритма от приведенного в [1] является возможность моделирования разнообразных сечений, а не только тавровых и прямоугольных, в т.ч. моделирования сечения с наклонными гранями и т.д. Кроме того, реализована возможность выбора адекватной действительной диаграммы деформирования бетона.

С помощью описанного алгоритма определяются значения случайных величин предельных изгибающих моментов, вычисленных как функция сгенерированных в MathCADe массивов случайных значений параметров прочности бетона и арматуры. Далее формируется массив случайных значений изгибающих моментов, и после проверки нормальности распределения значений предельного изгибающего момента вычисляется характеристика безопасности (β) как частное разности средних значений предельного и действующего в сечении изгибающего момента и квадратного корня из суммы квадратов соответствующих среднеквадратичных отклонений. Далее с использованием функции Лапласа вычисляется вероятность катастрофического состояния (риск) из выражения

$$P_f = 0,5 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} * \int_0^\beta e^{-\frac{u^2}{2}} du, \quad (1)$$

где β – характеристика безопасности, определяемая по формуле

$$\beta = \frac{m_s}{\sigma_s}, \quad (2)$$

где m_s – среднее значение резерва прочности, а σ_s – среднеквадратическое отклонение резерва прочности.

По описанным вычислительным схемам расчета предельного момента заданного нормального сечения и определения риска составлена в среде MathCAD программа, которая использовалась для анализа изменения риска разрушения в зависимости от процента армирования, коэффициента надежности по нагрузке и коэффициентов вариации бетона и арматуры. Расчет был произведен несколько раз для различных форм балок (прямоугольной, трапециевидной и тавровой).

В расчетах использованы различные варианты аппроксимации диаграммы деформирования бетона. При этом существенных различий при замене трехлинейной диаграммы деформирования бетона на криволинейные зависимости напряжений от деформаций не выявлено.

В исследованиях выполнено сравнение показателей риска при расчете предельного изгибающего момента по методике СНиП 2.05.03-84*[4] и по описанному выше нелинейному алгоритму. Полученные зависимости приведены на рис. 2-5. Для реализации описанной здесь методики были приняты балки следующих видов:

- прямоугольного сечения высотой 1,5 м и шириной 1 м;
- трапециевидного сечения высотой 1,5 м и шириной от 1 до 0,5 м;
- таврового сечения с полкой шириной 1 м и высотой 0,2 м и ребром высотой 1,5 м и шириной 0,3 м.

Во всех случаях характеристики материалов приняты по нормативным документам (бетон В30, арматура класса АIII).

Из графика, приведенного на рис. 2, следует, что вероятность разрушения резко уменьшается при увеличении коэффициента армирования до 1,5 %, а при высоких значениях коэффициента армирования значение показателя риска стабильно. На графике, показанном на рис. 3, видно, что риск сильно уменьшается при малом коэффициенте вариации прочности

арматуры. На основе графика на рис. 4 можно сделать вывод, что коэффициент вариации прочности бетона не оказывает влияния на величину риска. Этот факт отмечался ранее в исследованиях риска разрушения железобетонных балок [1].

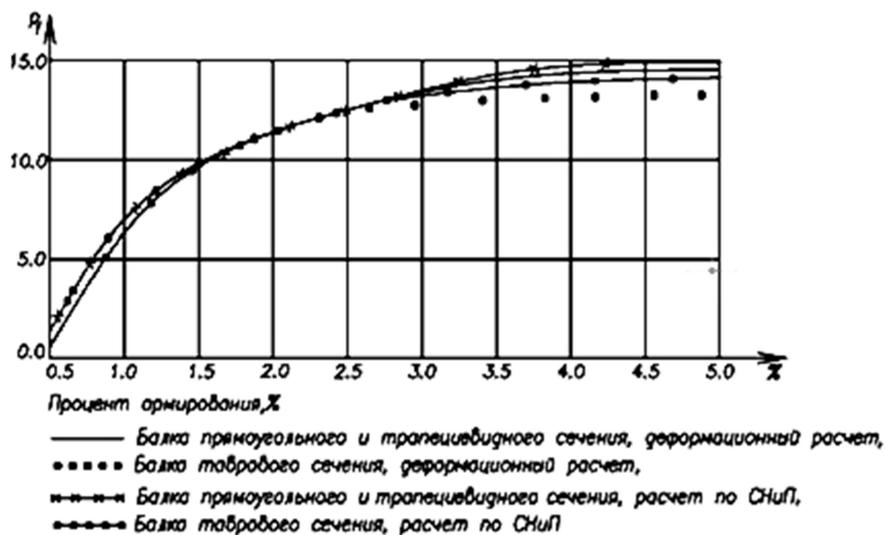


Рис. 2. Зависимость логарифмического показателя риска от процента армирования (при $v_b = 0,135, v_s = 0,08$)

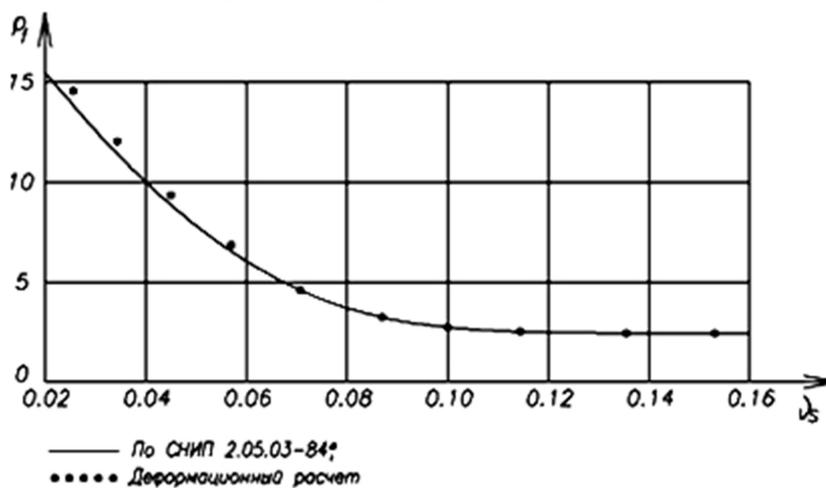


Рис. 3. Зависимость логарифмического показателя риска от коэффициента вариации прочности арматуры v_s (при проценте армирования 2,5 % для всех типов сечения)

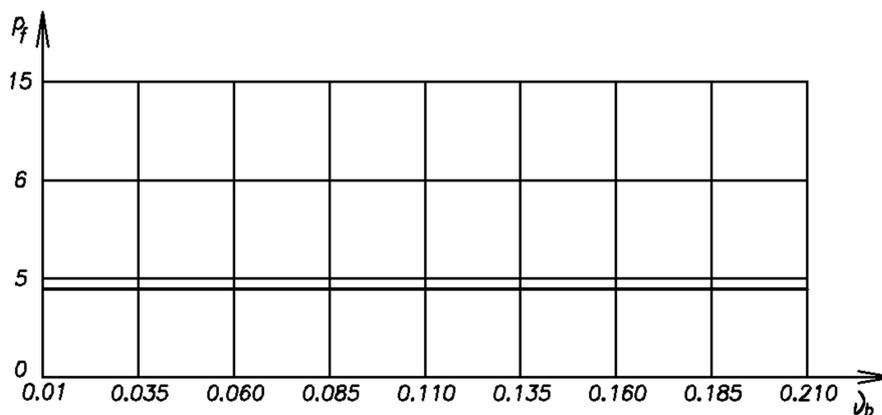


Рис. 4. Зависимость логарифмического показателя риска от коэффициента вариации прочности бетона v_b

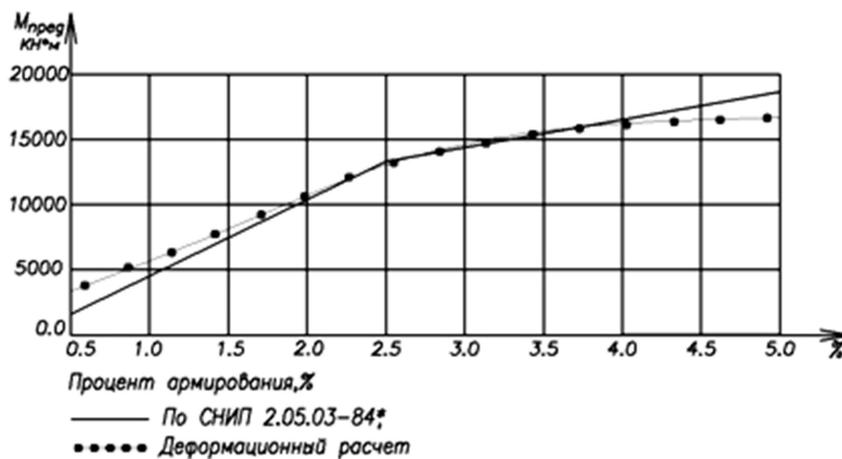
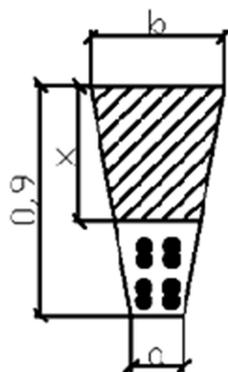


Рис. 5. Сравнение значений изгибающего момента при различных методиках расчета для балок таврового сечения

Приведенные на рис. 2-5 графики наглядно демонстрируют различие результатов по деформационному методу и рекомендуемой нормативными документами по железобетону методике для случаев высоко или слабо армированных сечений балок (процент армирования $n < 1\%$, $n > 3\%$).

В заключительной части исследования выполнена сравнительная оценка точности определения предельного изгибающего момента по разработанному для балок с переменной по высоте ширины балок алгоритму в сравнении с полученным по ранее разработанному алгоритму для балок с постоянной по высоте ширинами. Результаты сведены в таблицу, представленную на рис. 6. В ней даются предельные изгибающие моменты при разном армировании и одинаковой высоте сжатой зоны (равной половине высоты). Результаты сравнения показывают, что при сильном наклоне граней погрешность определения предельных изгибающих моментов (M_p) по упрощенному алгоритму может достигать 10 %.



h, м	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
b, м	0,29	0,38	0,47	0,56	0,65	1,1
a, м	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
наклон грани	5%	10%	15%	20%	25%	50%
$M_p, \text{кН*м}$	741	979	1241	1491	1740	3069
$M_v, \text{кН*м}$	717	932	1168	1394	1621	2793
$M_p - M_v, \%$	3	5	6	7	7	9

Рис. 6. Сравнение значений изгибающего момента в зависимости от учета наклона граней

Выводы

1. Применение алгоритма деформационного расчета железобетонных балок позволяет получить достоверные показатели несущей способности при изгибе для произвольных форм поперечных сечений и проценте армирования сечения.
2. Численные расчеты показали, что при увеличении процента армирования до довольно высоких величин показатели риска практически не меняются. Это свидетельствует о

- том, что при использовании данной методики расчета можно более адекватно реализовывать задачу оптимизации сечений конструкции.
3. В ходе исследования выявлено, что коэффициент вариации арматуры существенно влияет на риск возникновения катастрофического состояния в нормальном сечении железобетонной балки.
 4. Изменение коэффициента вариации прочности бетона практически не влияет на риск образования катастрофического состояния в нормальных сечениях произвольной формы.
 5. Проведенные исследования показали, что нецелесообразно упрощать задачу деформационного расчета, аппроксимируя сечения сложных форм более простыми (например, трапециевидных сечений – прямоугольными сечениями). Это может приводить к существенным погрешностям.

Библиографический список

1. Сафронов, В.С. Вероятностная оценка риска возникновения предельных состояний в нормальных сечениях железобетонных балок/ В.С. Сафронов, Нгуен Динь Хоа//Материалы международного конгресса: наука и инновации в строительстве – SIB – 2008. Т. 3 «Оценка риска и безопасность в строительстве». - С 296-301.
2. Лычев, А.С. Вероятностные методы расчета строительных элементов и систем: учеб. пособие/А. С. Лычев. – М.: АСВ,2008. - 184 с.
3. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ГУП НИИЖБ, ФГУП ЦПП, 2004. - 73 с.
4. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы./Минстрой России. - М.: ГП ЦПП,1996. - 214 с.
5. Международные рекомендации для расчета и осуществления обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций. - М.: Изд-во НИИЖБ Госстроя СССР, 1970.
6. Нугужинов, Ж.С. Методология обследования и теоретические основы расчета железобетонных изгибаемых конструкций с повреждениями: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: защищена Алма-Ата: типография АО «НЦ НТИ».

References

1. V.S. Safronov. Probabilistic risk assessment of limiting states in reinforced concrete beams normal sections / V.S. Safronov, Nguyen Dinh Hoa, Materials of International Congress: Science and Innovation in Construction - SIB - 2008. Volume 3 "Assessment of Risk and Safety in Construction". - P. 296-301.
2. A.S. Lychev. Probabilistic Calculation Methods of Building Elements and Systems: textbook / A. S. Lychev - Moscow: ASV, 2008. – 184 p.
3. Building Acts. 52-101-2003 Concrete and Reinforced Concrete Structures without prestressing Reinforcement. - M.: GUP NIIZhB FGUP TCPP, 2004. – 73 p.
4. Building Code. 2.05.03-84*. Bridges and Pipes/ Ministry of Russia. –M.: GP TCPP, 1996. – 214 p.
5. International Recommendations for Computation and Implementation of Common and Prestressed Reinforced Concrete Structures. Ed. NIIZhB Gosstroy of the USSR, Moscow, 1970.
6. J.S. Nuguzhinov. Research Methodology and Theoretical Basis of Computation of Reinforced Concrete Structures with Didamages. Author's Abstract of Doctor Scientific Paper . Alma-Ata: ed. JSC NC NTI.

Ключевые слова: теория риска, изгибаемые элементы, железобетонные конструкции, деформационный расчет, влияние вариации характеристик материалов.

Keywords: risk theory, flexural members, reinforced concrete structures, deformation calculation method, material characteristics variations effect.

*Тамбовский государственный
технический университет
Канд. техн. наук, ассист. кафедры
конструкций зданий
и сооружений
И.Н. Кузнецов
Россия, г. Тамбов, тел. +7(475)2-63-03-80;
e-mail: ilyakuznetsov83@mail.ru*

*Tambov State
Technical University
PhD of Tech. Science, Associate Professor of
Department of Construction of Buildings
and Structures.
I.N. Kuznetsov
Tambov, Russia, , tel.: +7(475)2630380;
e-mail: ilyakuznetsov83@mail.ru*

И.Н. Кузнецов

ВЛИЯНИЕ ЛОКАЛЬНОГО ИЗМЕНЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КИРПИЧНЫХ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ

Рассмотрено влияние изменения характеристик грунтового основания на НДС здания, в качестве примера приводится жилое кирпичное здание, которое находится в аварийном состоянии. Приведены данные конечноэлементной модели здания на грунтовом основании.

I.N. Kuznetsov

SOIL CHARACTERISTIC LOCAL CHANGE EFFECT ON DEFLECTED MODE OF BRICK RESIDENTIAL BUILDINGS

Effect of ground base characteristics changing on deflected mode of building is under consideration. As example residential brick building in emergency state is taken. Finite-element model information of building on ground base is given.

Аварийные деформации кирпичных жилых зданий в большинстве случаев связаны с неравномерным деформированием грунтового основания. В основном, неравномерные деформации грунтового основания возникают вследствие наличия в основании участков грунта с разными деформационными характеристиками; аварийного замачивания грунтов; неравномерного изменения нагрузок; нового строительства на месте старого [1...3].

Перечисленные причины приводят к нарушению нормальной эксплуатации зданий. Возникает задача устранения неблагоприятных факторов и их последствий путём решения комплекса задач по усилению надземных конструкций, тела фундамента и/или грунтового основания.

Рассмотрим аварийное жилое кирпичное здание высотой 5 этажей (рис. 1, 2). Высота этажа 2,8 м. Наружные и внутренние стены здания выполнены из керамического кирпича толщиной 51 и 38 см соответственно. Перекрытие – из сборных железобетонных пустотных плит толщиной 22 см. Фундаменты – сборные из бетонных стеновых блоков и железобетонных фундаментных плит.

В результате протечки подземных коммуникаций у торцевой стены по оси 1 (вблизи дома расположена группа канализационных колодцев) произошло сильное локальное замачивание грунтов под частью стены по оси 1. Вследствие локального ухудшения прочностных и деформационных характеристик грунтов под частью указанной стены появились многочисленные сквозные трещины. Зданию был присвоен статус аварийного. Значительно снизилась комфортность проживания граждан.



Рис. 1. Характерный фрагмент торцевой стены

В сложившихся условиях требовалось принять решение для стабилизации деформаций. Выбор способа усиления наземных конструкций зданий зависит от инженерно-геологических условий и степени их изученности, характера и величины приложенной нагрузки, детальности обследования существующих фундаментов, степени изношенности существующих конструкций, способа производства работ и типа применяемого оборудования.

В целях обеспечения пригодности существующих зданий к нормальной эксплуатации выполняют следующие мероприятия: предупредительные проектные решения; предупредительные мероприятия, необходимые при производстве работ; ремонтные мероприятия при возникновении аварийных ситуаций. Усиление конструкций, как предупредительное, так и восстановительное, выполняется за счет увеличения несущей способности элементов сооружения и изменения его конструктивной схемы путем увеличения пространственной жесткости и прочности. Наиболее распространенными способами усиления эксплуатируемых зданий в целом являются: устройство напряженных поясов с наружной или внутренней грани стен здания; устройство железобетонных поясов; устройство железобетонных обойм и пр.

Применение напряженных поясов имеет определенные преимущества по сравнению с другими способами, поскольку они обеспечивают: выравнивание неравномерных деформаций коробки здания; ведение восстановительных работ без нарушения нормальной эксплуатации здания; исключение перекладки значительных участков кирпичных стен; экономичное расходование металла на восстановление поврежденных стен.

В подобных ситуациях необходимо рассматривать возможность усиления также и оснований, что является одним из эффективных методов повышения общей надежности систе-

мы «основание – фундамент – здание». Основными способами усиления оснований являются: разные виды закрепления грунтов; устройство шпунтовых стенок для предотвращения потери устойчивости основания; устройство противодиффузионных завес для защиты фундаментов от подтопления и повышения прочности основания; устройство часто расположенных буронабивных свай и пр.

Во многих случаях при деформировании грунтового основания фундаменты получают наибольшие повреждения. Существует множество способов усиления тела фундамента, к основным из них относятся: уширение опорной части фундаментов; закрепление тела фундамента химическими составами; закрепление тела фундамента железобетонной обоймой; разгрузка ослабленных частей фундамента различными методами; перекладка тела фундамента; усиление фундаментов передачей части нагрузки на сваи.

В рассматриваемом жилом доме было проведено усиление надземной части здания напряженными стальными поясами в соответствии с указаниями [4]. Усиление торцевой стены и примыкающих участков выполнено при помощи горизонтальных металлических тяжей, которые установлены по поверхностям стен в уровне перекрытия (рис. 2). Для прохождения тяжей через стены в последних были просверлены отверстия. Натяжение тяжей производилось одновременно всеми муфтами. Деформации здания стабилизировались.

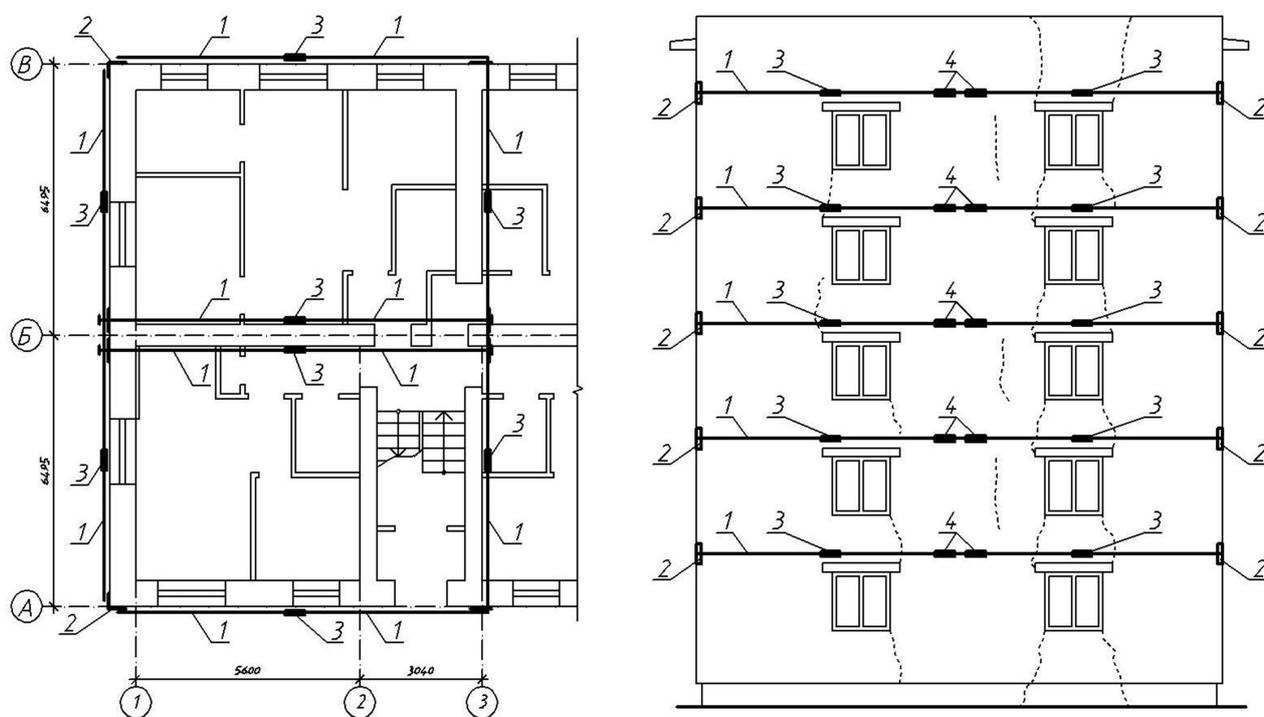


Рис. 2. План части здания и общий вид торцевой стены по оси 1:
 1 – стальные тяжи из арматуры; 2 – стальные равнополочные уголки;
 3 – стяжные муфты; 4 – стальные пластины

Встала задача спрогнозировать поведение здания при появлении и развитии дефектов в грунтовом основании, т.е. создать адекватную модель системы «грунтовое основание – здание».

В конкретной ситуации не представляется возможным проводить натурные испытания аварийного жилого дома. Поэтому прогнозирование и исследование работы системы «грунтовое основание - здание» выполнялось через моделирование работы конструкций средствами вычислительного комплекса, основанного на методе конечных элементов.

Модель содержит 3918 элементов, 3669 узлов и 21994 неизвестных. Для моделирова-

ния были применены трех- и четырехузловые оболочечные конечные элементы произвольного расположения в пространстве со степенями свободы в узлах по всем направлениям X, Y, Z, Ux, Uy, Uz. Упругое основание моделировалось связями конечной жесткости (пружины с жесткостью только в вертикальном направлении).

Жесткостные характеристики кирпичных стен были приняты в соответствии с [5, п. 3.22], коэффициент Пуассона назначен 0,2. Жесткостные характеристики железобетонных перекрытий приняты с учетом приведенной толщины пустотных плит в соответствии с серией 1.141-1.

Для подобных моделей характерно варьирование жесткостных характеристик элементов в зависимости от материалов кирпичной кладки (изменения марок по этажам), наличия армирования и учета ползучести. В приведенном примере жесткостные характеристики элементов условно приняты постоянными.

В расчетной схеме учитывались нагрузки от собственного веса конструкций и отделочных материалов, полезные нагрузки на междуэтажных перекрытиях, снеговые нагрузки на покрытие и ветровые воздействия на стены.

После расчета модели на заданные нагрузки и воздействия были определены напряжения во всех элементах по всем направлениям, а также главные напряжения по главным площадкам. Наибольший интерес представляет напряженно-деформированное состояние (НДС) торцевой стены по оси 1 по указанным ранее причинам. Были рассмотрены две модели: кирпичное здание на грунтовом основании без дефектов и при локальном ухудшении физико-механических свойств грунтов под стеной по оси 1 в осях А-Б.

Анализ НДС моделей показал их сходимость с действительным состоянием жилого здания.

На рис. 3 показаны фрагменты напряженного состояния стены по оси 1 в вертикальном направлении для двух расчетных моделей.

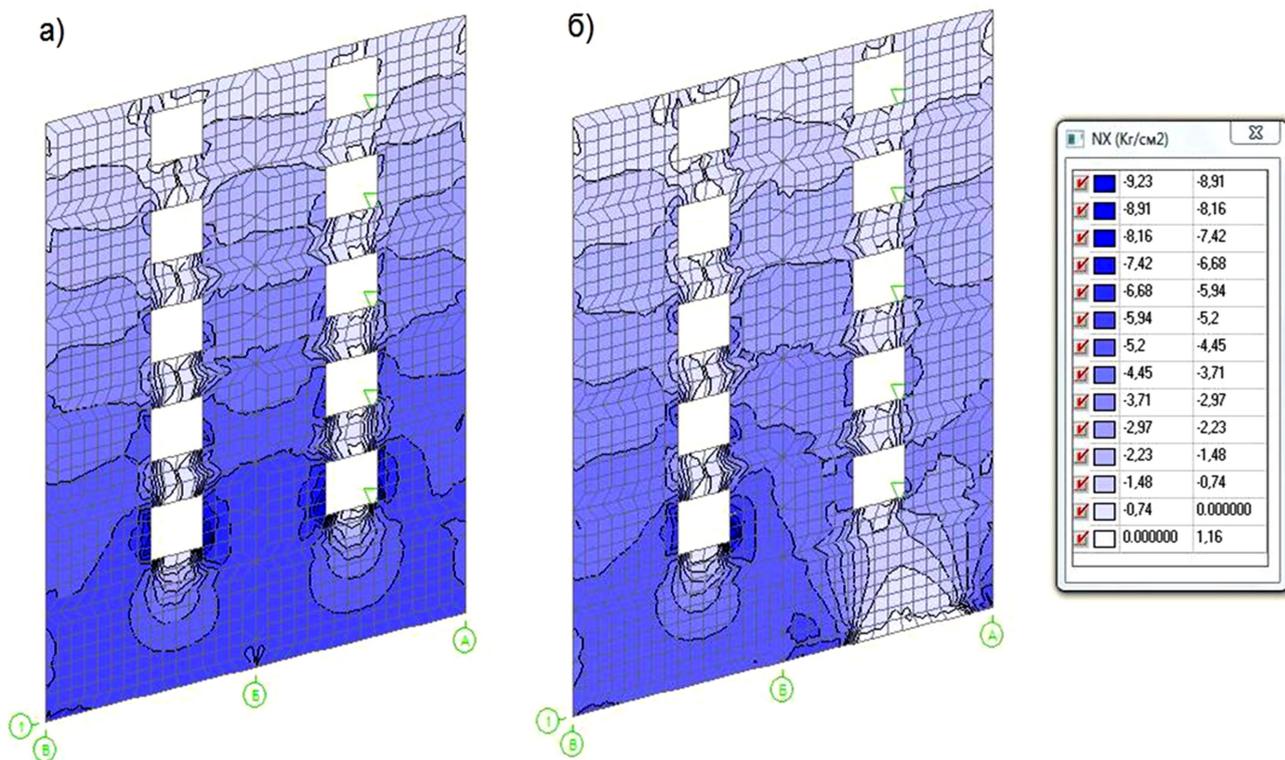


Рис. 3. Вертикальные напряжения (кг/см^2) в торцевой стене по оси 1 (фрагмент расчетной схемы) при бездефектном состоянии грунтового основания (а) и локальном изменении прочностных характеристик грунтового основания в осях А-Б (б)

На моделях видны концентрации напряжений (см. рис. 3, а, б) в тех местах, где в жи-

лом здания возникли трещины и произошло разрушение кладки (см. рис. 1, 2). Это зоны, расположенные по бокам оконных проемов.

Локальное ухудшение свойств грунтов привело к изменению НДС стены и концентрации напряжений у окон, особенно в нижней части здания (см. рис. 3, б). Изменение знака напряжений (со сжатия на растяжение) в нижней части стены привело к образованию трещин сначала в фундаментах, а затем и в кладке. В моделях были проанализированы напряжения по всем направлениям в глобальной системе координат и на главных площадках конечных элементов. В результате установлено совпадение мест концентрации и смены знака напряжений в моделях с местами образования трещин в стене жилого здания.

Разработанная методика позволяет при появлении существенных дефектов прогнозировать изменение НДС зданий, что необходимо для принятия решений, предупреждающих аварии и обрушения.

Библиографический список

1. Козачек, В.Г. Обследование и испытание зданий и сооружений: учеб. пособие для вузов / В.Г. Козачек [и др.]; под общ. ред. В.И. Римшина. – М.: Высш. шк., 2004. – 447 с.
2. Шишкин, А.А. Анализ причин аварий и повреждений строительных конструкций / А.А. Шишкин. – М.: Стройиздат, 1964. – 291 с.
3. Сендеров, Б.В. Аварии жилых зданий / Б.В. Сендеров. – М.: Стройиздат, 1991. – 216 с.
4. Рекомендации по восстановлению и усилению зданий массовой застройки / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1990. – 193 с.
5. СНиП II–22–81*. Каменные и армокаменные конструкции / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1995.

References

1. V.G. Kozachek inspection and test of buildings and structures: Textbook for universities / V.G. Kozachek, N.V. Nechaev, S.N. Notenko and others; editor is V.I. Rimshina. – M.: High. sch., 2004. – 447 p.
2. A.A. Shishkin. Analysis of structural failure and accident origin / A.A. Shishkin. – M.: Stroiizdat, 1964. – 291 p.
3. B.V Senderov. Failure of residential buildings / B.V. Senderov. – M.: Stroiizdat, 1991. – 216 p.
4. Recommendation of renovation and strengthen of buildings of housing development / CNIISK id. V.A. Kucherenko. – M., 1990. – 193 p.
5. SNiP II–22–81*. Stone и arm stone constructions / CNIISK by name of V.A. Kucherenko. – M., 1995.

Ключевые слова: аварийное здание, грунтовое основание, характеристики грунтового основания, конечноэлементная модель здания, расчет конструкций.

Keywords: emergency building, ground, ground characteristics, finite element model of building, structural calculations.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ

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
В.В. Зазвонов
Россия, г. Воронеж, тел. 8(473)271-52-30;
e-mail: vladimirzazvonov@yandex.ru*

*Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
Dr. of Tech. Sciences, Professor
of (Sub)department of Structural Mechanics
V.S. Safronov
Postgraduate student of (Sub)department
of Structural Mechanics V.V. Zazvonov
Russia, Voronezh, tel. : 8 (473)2715230
e-mail: vladimirzazvonov@yandex.ru*

В.С. Сафронов, В.В. Зазвонов

ВЛИЯНИЕ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ОПОРНЫХ ЗАКРЕПЛЕНИЙ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СВОДЧАТЫХ ПРОЛЁТНЫХ СТРОЕНИЙ ГРУНТОЗАСЫПНЫХ МОСТОВ

С помощью плоских конечно-элементных расчетных схем изучается распределение внутренних усилий по длине бесшарнирной тонкостенной железобетонной цилиндрической оболочки пологого и неполого очертаний и окружающем ее грунте от совместного действия постоянных и временных нагрузок с учетом деформативности опорных закреплений, выполненных в виде свайных фундаментов.

V.S. Safronov, V.V. Zazvonov

DEFORMABILITY OF SUPPORTING MEMBERS EFFECT ON DEFLECTED MODE OF GROUND FILLED BRIDGE ARCHED SPANS

Distribution of internal efforts lengthwise hingeless thin-shell reinforced concrete cylindrical structure of depressed and non-depressed profile and in soil round it under effect of mutual super and dead loads with account of consolidation piles deformability is studied with the help of flat finite – element design model.

В грунтозасыпных мостовых сооружениях (ГМС) со сводчатыми пролетными строениями для восприятия распора используются свайные фундаменты с низкими свайными ростверками, опирающимися на забивные призматические или полые железобетонные сваи [1]. Напряженно-деформированное состояние (НДС) сводчатых пролетных строений существенно зависит от деформативности опорных закреплений при горизонтальных составляющих постоянных и временных воздействий. Однако количественная оценка этого влияния, которая определяется конструктивным решением фундаментов для конкретного типа пролётного строения, мало изучена.

В настоящей статье изучается распределение усилий от действия временной нагрузки в сводчатых железобетонных пролётных строениях грунтозасыпного моста с учетом деформативности опорных закреплений, выполненных с помощью свайных фундаментов разных конструктивных решений. Исследования выполняются на распространенных в инженерной практике примерах ГМС с пологим и непологим сводчатыми пролетными строениями.

Геометрические размеры сводов для настоящего исследования приняты следующими:

- для непологого свода: расчетный пролет – 11,956 м, радиус кривизны – 6,0 м, стрела подъема – 5,486 м, толщина свода – 0,3 м.
- для пологого свода: расчетный пролет – 10,0 м, радиус кривизны – 13,0 м, стрела подъема – 1,0 м, толщина свода – 0,3 м.

На рис. 1 представлены плоские расчетные схемы ГМС, в которых несущие своды моделируются описываемыми по дуге окружности арками единичной ширины, защемленными в неподвижных опорных устройствах, а песчаная засыпка – упруго-пластической средой. Такие расчетные схемы используются здесь в качестве модельных при оценке влияния деформативности опорных закреплений на усилия и перемещения в сводах при действии временных нагрузок.

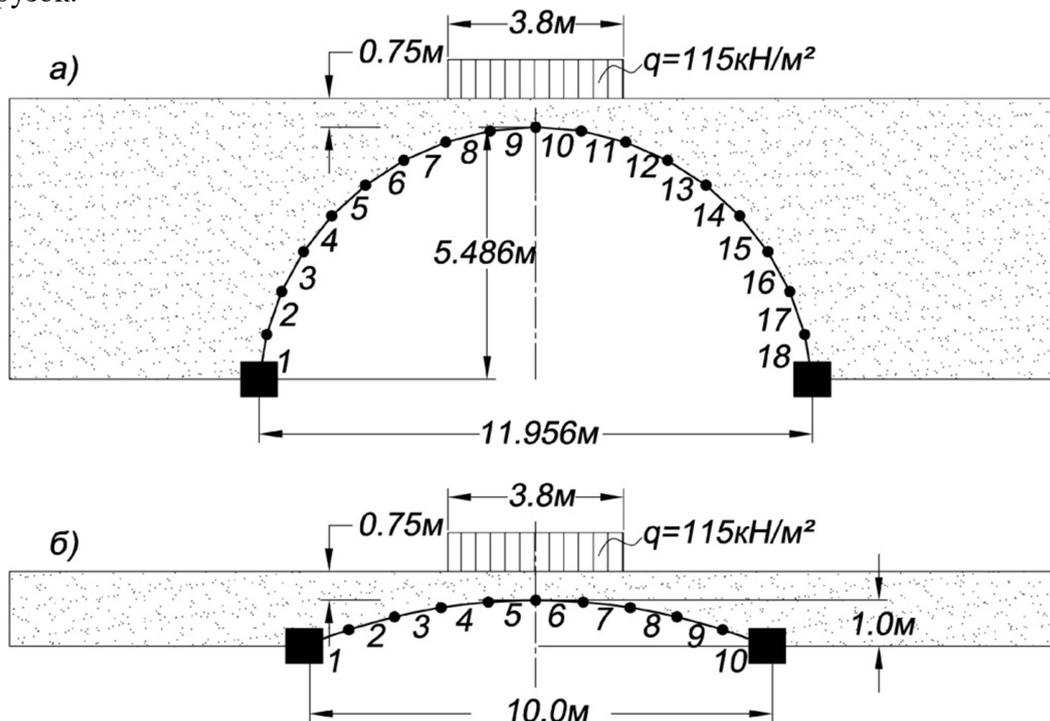


Рис. 1. Расчетные схемы непологого (а) и пологого (б) ГМС с жесткой заделкой пят арки с поэлементной дискретизацией несущих арок

При учете податливости опорных закреплений сводов использовались показанные на рис. 2 и 3 конечно-элементные модели, в которых фундаменты из одного или нескольких рядов вертикальных и наклонных свай представляются с помощью стержневых КЭ. Изгибная жесткость свай варьировалась с учетом их шага по ширине. Такое представление опорных закреплений свода позволяет моделировать их деформативность в достаточно широком диапазоне изменения.

Грунтовый массив над сводом представляется упругопластической средой в соответствии с моделью Мора – Кулона [2] и дискретизируется плоскими треугольными КЭ на основе разрешающих уравнений плоской деформации со следующими параметрами: модуль деформаций $E_0 = 30$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$, угол внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$, объемный вес $\gamma = 16,5$ кН/м³, удельное сцепление $c = 1$ кПа. В модели ГМС обеспечивается совместное сопротивление действующим воздействиям арки и грунтовой засыпки [4-7]. Реализация описанных расчетных схем выполнена в программном комплексе Plaxis [3].

В расчетах моделировалось воздействие распределенной на длине 3,8 м временной нагрузки интенсивностью 115,5 кН/м² последовательно установленной над характерными сечениями ГМС. Такая интенсивность эквивалентна воздействию нормативной нагрузки НК-80 [1].

В численных расчетах варианты опорного закрепления пролетного строения ГМС приняты следующими:

1) для непологого свода:

- 1.1. Жесткое закрепление опорного узла.
- 1.2. Свайное основание из одного ряда вертикальных свай.
- 1.3. Свайное основание из 2-х рядов вертикальных свай.
- 1.4. Свайное основание из 3-х рядов вертикальных свай (рис. 2);

2) для пологого свода:

- 2.1. Жесткое закрепление опорного узла.
- 2.2. Свайное основание из одного ряда вертикальных свай.
- 2.3. Свайное основание из двух рядов свай, где первый ряд – из вертикальных свай, а второй – из наклонных с отношением катетов 10:1.
- 2.4. Свайное основание из трех рядов свай, где первый ряд – из вертикальных свай, а второй и третий ряды – из наклонных с отношением катетов 10:1 и 7:1.
- 2.5. Свайное основание из четырех рядов свай, где первый ряд – из вертикальных свай, а 2-й, 3-й и 4-й ряды – из наклонных с отношением катетов 10:1, 7:1 и 5:1 (рис. 3).

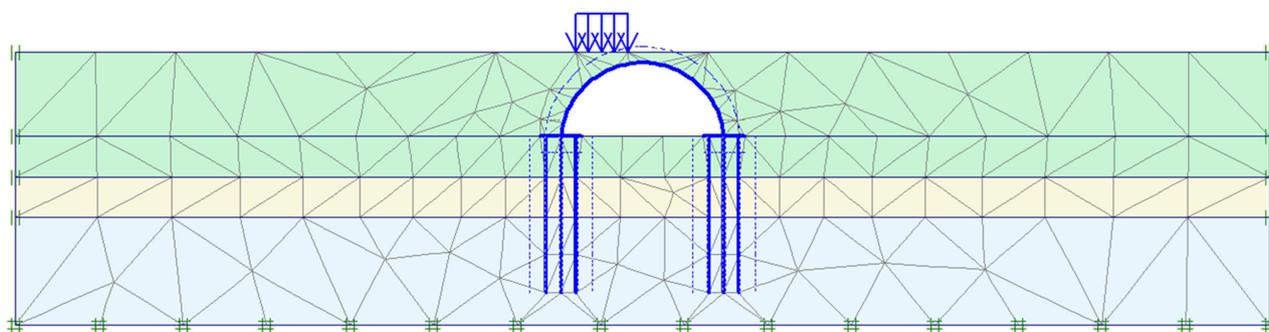


Рис. 2. Плоская КЭ-я расчетная схема непологого ГМС со свайным основанием из трех рядов

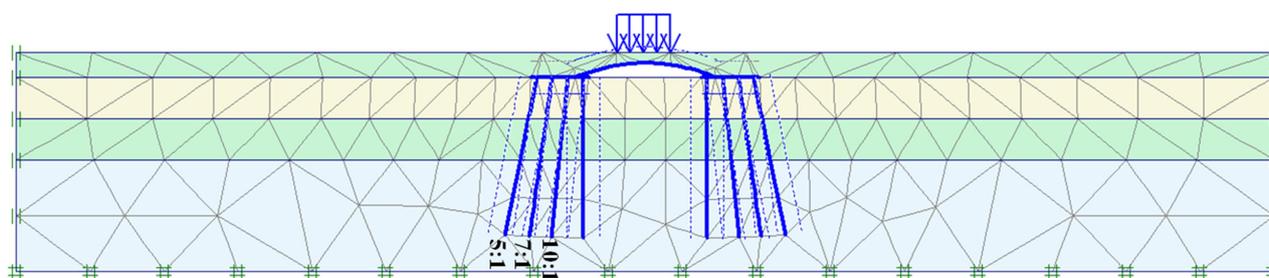


Рис. 3. Плоская КЭ-я расчетная схема пологого ГМС со свайным основанием из четырех рядов

Ниже представлены результаты исследования влияния податливости опор на распределение по длине сводов изгибающих моментов M , нормальных и поперечных усилий N и Q для трех характерных положений временной нагрузки: над средним «ключевым» сечением, над пятой и над сечением в четверти пролёта. На всех приведенных графиках, построенных по результатам исследований, распределения усилий в сводах при разных конструктивных решениях опорных закреплений сопоставлены между собой и с расчетными показателями для сводов с жесткой заделкой их пят. Эпюры распределения усилий для последнего из вариантов с неподвижным защемлением свода изображены на всех графиках красным цветом.

Сопоставление эпюр изгибающих моментов по длине непологого свода при различных вариантах опорных закреплений в зависимости от положения временной нагрузки представ-

лены на рис. 4-6. Анализ графиков показывает, что деформативность опорных закреплений в непологих сводах не является значимым фактором. На большей части **длины** сводов эпюры практически совпадают. Однако вблизи опор изгибающие моменты существенно растут с уменьшением деформативности опорных конструкций. Максимальные отрицательные изгибающие моменты возникают в защемленных опорных сечениях свода при расположении временной нагрузки над «ключевым» сечением свода. При расположении временной нагрузки над пятой увеличение деформативности опор приводит к росту положительных изгибающих моментов вблизи опорных сечений, хотя в случае жесткой заделки пяты в них возникают отрицательные изгибающие моменты.

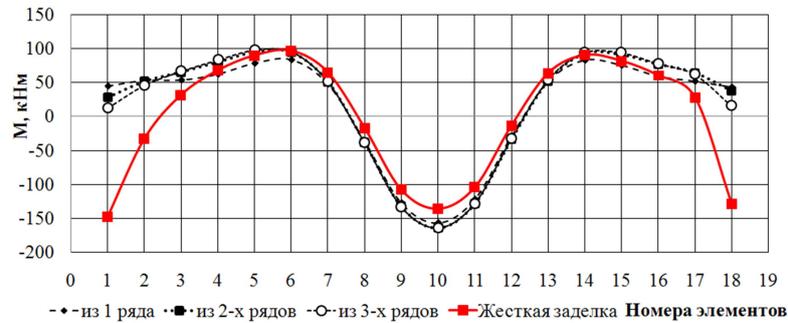


Рис. 4. Эпюры изгибающих моментов по длине непологого свода от временной нагрузки, расположенной над «ключевым» сечением

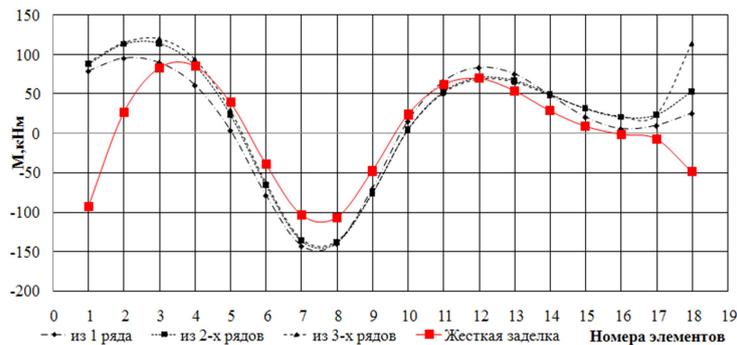


Рис. 5. Эпюры изгибающих моментов по длине непологого свода от временной нагрузки, расположенной над сечением в четверти пролета

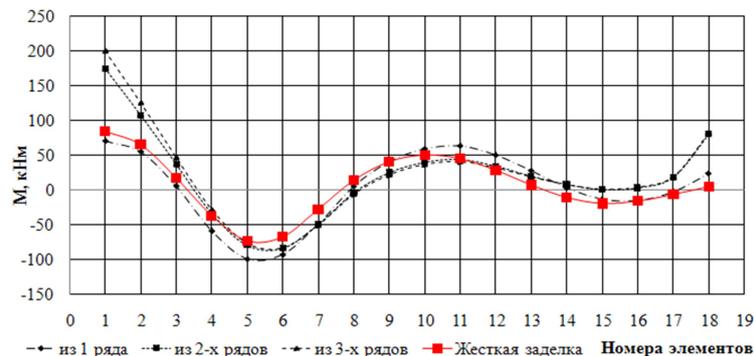


Рис. 6. Эпюры изгибающих моментов по длине непологого свода от временной нагрузки, расположенной над сечением вблизи пяты

Сопоставление эпюр нормальных и поперечных сил по длине непологого свода при различных вариантах опорных закреплений для положения временной нагрузки над «ключевым» сечением представлены на рис. 7 и 8.

Анализ приведенных графиков показал следующие их особенности:

- для всех рассмотренных вариантов опорных закреплений эпюры нормальных усилий совпадают по всей длине, включая участки вблизи опор. При этом максимальные сжимающие усилия возникают в сечениях вблизи опор, что естественно максимальным наклоном касательной к оси арки у опор;
- влияние деформативности опор на распределение поперечных сил по длине свода аналогично описанному выше влиянию этого же фактора на распределение изгибающих моментов. При полном совпадении эпюр поперечных сил в средних сечениях свода конструкция опор и их деформативность приводит к существенному различию эпюр вблизи опор. Наибольшие поперечные силы возникают при **жестком креплении закрепления пяты свода**. Наличие податливости снижает поперечные силы в приопорных сечениях арки.

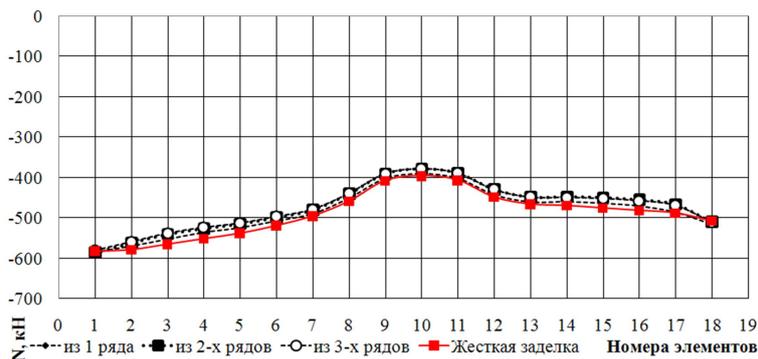


Рис. 7. Эпюры нормальных усилий по длине немого свода от временной нагрузки, расположенной над «ключом»

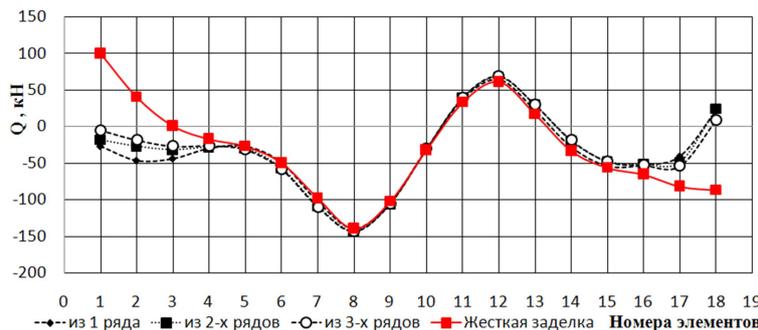


Рис. 8. Эпюры поперечных сил по длине немого свода от временной нагрузки, расположенной над «ключом»

Сопоставление эпюр изгибающих моментов по длине пологого свода при различных вариантах опорных закреплений в зависимости от положения временной нагрузки представлены на рис. 9-11. Анализ характера графиков позволяет сделать следующие выводы:

- изгибающие моменты в сечениях свода при абсолютной неподвижности опорных устройств как по величине, так и по распределению по длине свода отличаются от изгибающих моментов при учете деформативности, поэтому расчетную схему ГМС с жестким закреплением пят свода нельзя использовать в инженерных расчетах грунтозасыпных мостовых сооружений с пологими арочными пролётными строениями;
- при учете фактической деформативности опорных закреплений с различными конструктивными решениями фундаментов, выполненных на свайном основании из 1 до 4 рядов вертикальных и наклонных свай, в сводах возникают практически одинаковые изгибающие моменты от расположенных над характерными сечениями временных нагрузок.

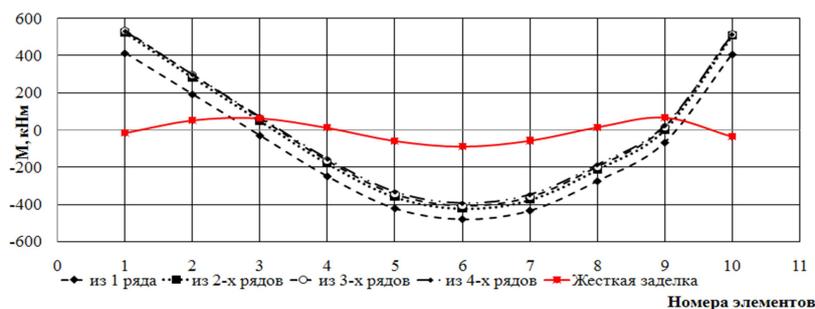


Рис. 9. Эпюры изгибающих моментов по длине неполого свода от временной нагрузки, расположенной над «ключом»

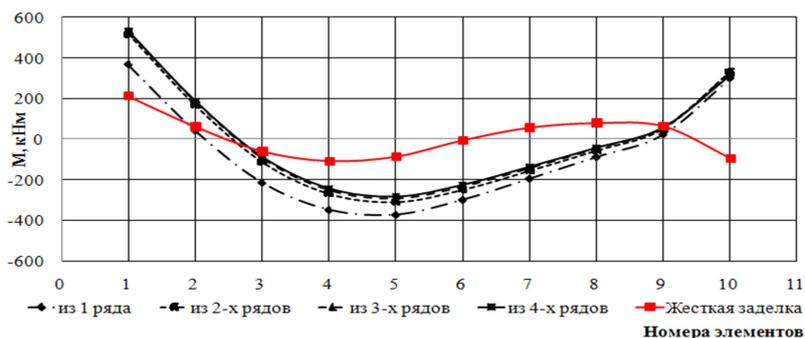


Рис. 10. Эпюры изгибающих моментов по длине пологого свода от временной нагрузки, расположенной над четвертью пролета

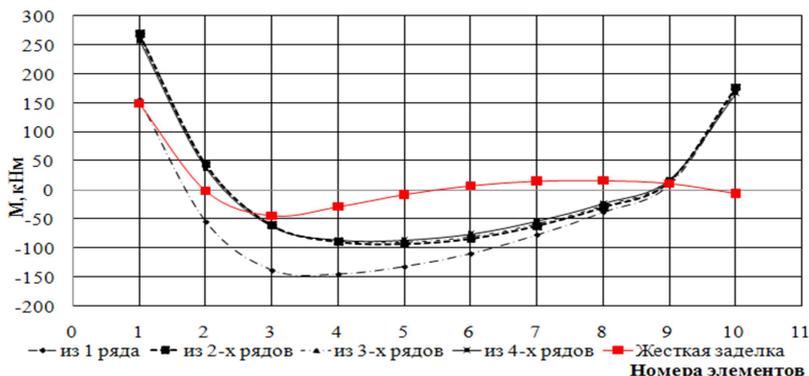


Рис. 11. Эпюры изгибающих моментов по длине пологого свода от временной нагрузки, расположенной над пятой

Сопоставление эпюр нормальных и поперечных сил по длине пологого свода при различных вариантах опорных закреплений для положения временной нагрузки над «ключевым» сечением представлены на рис. 12 и 13. Анализ приведенных графиков показал следующие их особенности:

- характер эпюр нормальных усилий и поперечных сил по длине пологих сводчатых пролетных строений практически не зависит от конструктивных решений и деформативности опорных устройств. При этом величины действующих усилий при абсолютно жестком закреплении опор значительно отличаются от значений, полученных при учете фактической деформативности опорных закреплений с различными конструктивными решениями фундаментов;
- достоверные данные для расчета усилий в пологих сводчатых пролетных строениях можно получить только из расчетных схем ГМС, учитывающих деформативность.

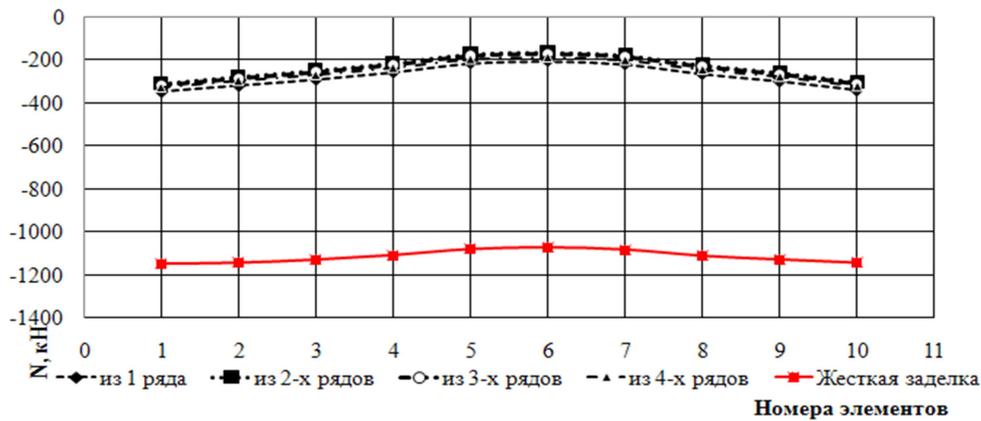


Рис. 12. Эпюры нормальных усилий по длине пологого свода от временной нагрузки, расположенной над «ключом»

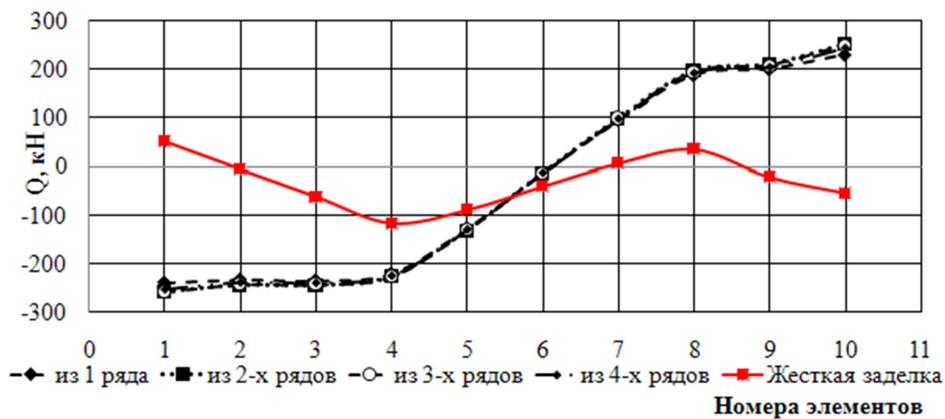


Рис. 13. Эпюры поперечных сил по длине пологого свода от временной нагрузки, расположенной над «ключом»

Численные значения вертикальных Δz и горизонтальных Δx перемещений опорных сечений сводчатых пролётных строений ГМС для рассматриваемых вариантов расчетных схем при различных положениях временной нагрузки представлены в таблице.

Таблица

Расчетные перемещения опорных сечений сводчатых пролётных строений

Вариант расчетной схемы	Перемещения, мм, при расположении временной нагрузки					
	над пятой		над 1/4L		над ключом	
	Δx	Δz	Δx	Δz	Δx	Δz
1,1	0	0	0	0	0	0
1,2	-0,572	-15,79	-3,93	-17,36	-3,31	-14,957
1,3	-0,447	-13,77	-2,18	-17,16	-1,85	-13,375
1,4	-0,351	-11,57	-1,89	-17,1	-1,57	-10,035
2,1	0	0	0	0	0	0
2,2	-1,617	-12,026	-4,28	-12,05	-10,34	-8,96
2,3	-0,738	-10,7	-3,48	-12,85	-7,53	-10,21
2,4	-0,331	-10,36	-3,19	-12,21	-6,62	-9,79
2,5	-0,291	-10,27	-2,98	-11,7	-6,1	-9,32

Приведенные в таблице данные дают представление о деформативности выполненных с помощью различных конструктивных решений опорных закреплений пологого и неполого сводчатых пролетных строений ГМС. Отметим явную нелинейную зависимость

между перемещениями пят как по горизонтали, так и по вертикали от количества рядов свай в фундаменте опоры. Так, при изменении в 2 раза числа рядов свай (от 1-го до 2-х рядов) податливость опорного закрепления по горизонтали уменьшается лишь с 15 до 30 %. Характер этой функции зависит также и от стрелы подъема свода.

При выполнении расчетов сводчатых пролетных строений ГМС подробно исследовалось НДС при действии временной нагрузки как по длине свода, так в находящейся над сводом песчаной засыпке и грунте основания. На рис.14 для иллюстрации представлено распределение приведенных напряжений по окружающему своду грунту. При этом установлено, что величина пассивного отпора грунта зависит от конструкции фундаментов и величины стрелы подъема. В непологих сводах при общем повышенном боковом давлении грунта пассивный отпор невелик из-за малых величин распора от действующих нагрузок. Влияние деформативности опорных устройств на усилия в своде невелико и существенно лишь вблизи пят (рис.15, а). В пологих пролётных строениях активное боковое давление грунта невелико. Однако повышенный распор приводит к росту пассивного давления, что отражается на значениях усилий по всей длине свода (рис.15, б).

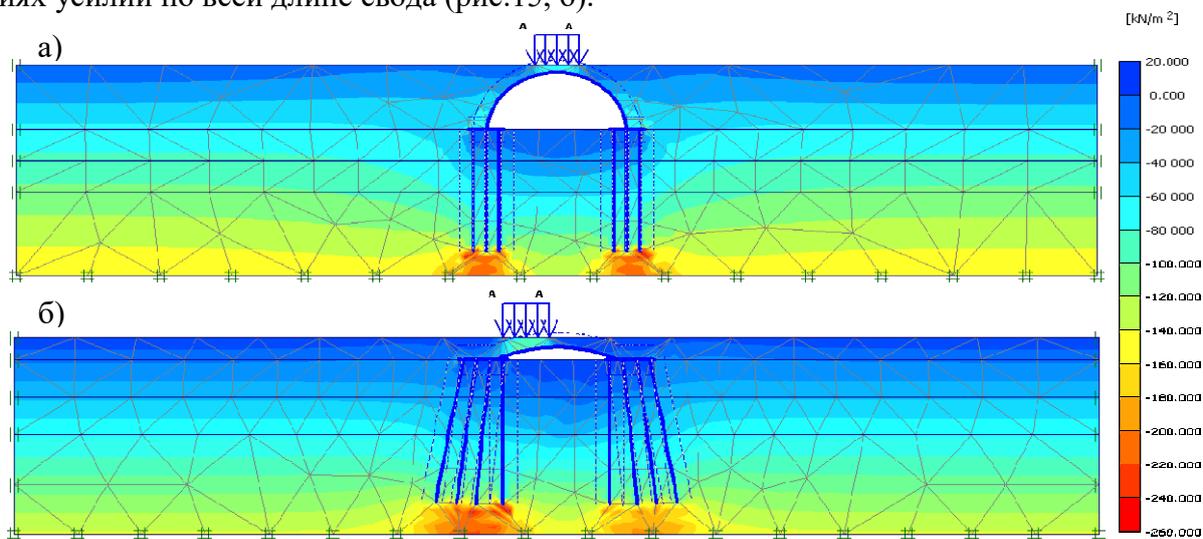


Рис. 14. Распределение приведенных напряжений в грунте около свода
а) непологий свод с временной нагрузкой, установленной над «ключом»;
б) пологий свод с временной нагрузкой в четверти пролета

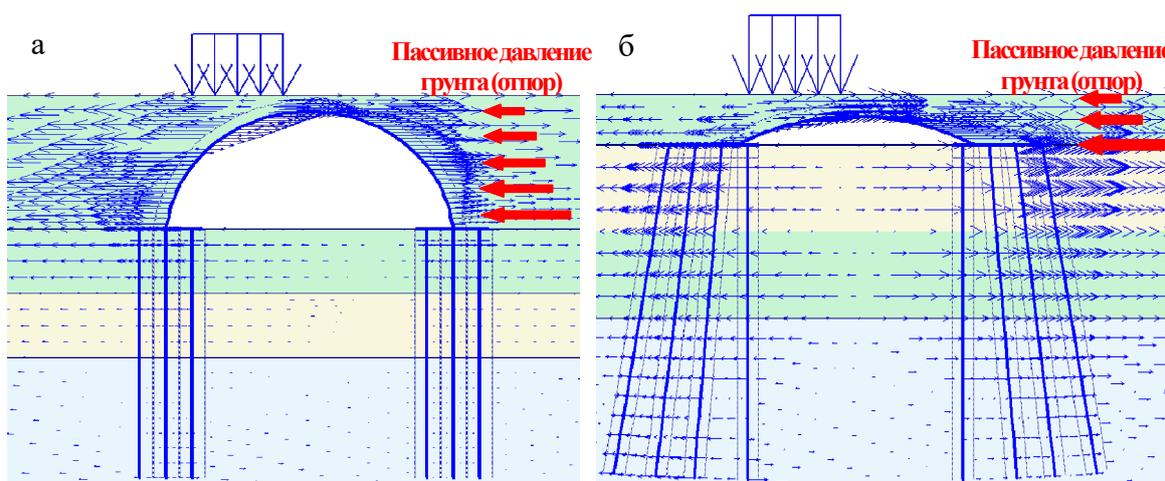


Рис. 15. Горизонтальные смещения засыпки при действии временной нагрузки в четверти пролета
а) непологий свод ($U_{\max} = 0,72\text{мм}$); б) пологий свод ($U_{\max} = 0,36\text{мм}$)

Выводы

Выполненные на примерах грунтозасыпных мостов с пологими и непологими сводчатыми пролётными строениями исследования с помощью плоских конечно-элементных расчетных схем, учитывающих совместное сопротивление воздействиям несущих сводов на свайном основании и грунтовой засыпки, приводят к следующим выводам:

- деформативность опорных закреплений, которая определяется конструктивным решением фундаментов опор, должна учитываться в расчетах действующих в сечениях сводов усилий. Особенно важен этот фактор для ГМС с пологими сводчатыми пролетными строениями, где действуют значительные горизонтальные составляющие давления (распор) от свода на фундамент;
- использование расчетных моделей ГМС с неподвижными опорами сводов приводят к значительным ошибкам при определении усилий в сечениях пролетных строений и, в конечном итоге, выборе параметров армирования;
- наиболее нагруженными зонами пролетных строений как пологого, так и непологого очертаний, в которых при смене положения временных нагрузок значительно изменяются действующие усилия, являются среднее и концевые сечения свода;
- установлены особенности деформирования находящейся над сводом песчаной засыпки. При смещении наружу пят арок грунт деформируется и по контакту поверхности свода с засыпкой возникают сдвигающие усилия, вызывая касательные усилия, которые могут не только уменьшить благоприятное активное боковое давление грунта на свод, но и привести к отлипанию грунта от поверхности конструкции в процессе эксплуатации;
- при проектировании ГМС на этапе определения расчетных усилий необходимо учитывать деформации выбранного фундамента в целях получения достоверных данных, существенно влияющих на толщину свода и на полную стоимость сооружения в целом. При этом следует проводить тщательные лабораторные исследования по статическому и динамическому испытанию свай на стадии строительства с уточнением несущей способности свай и уточнением деформаций основания опор в целом;
- для снижения внутренних усилий в пологих ГМС рекомендуется рассмотреть вариант конструкции с учетом устройства временных шарниров в пяте, которые после раскружаливания подлежат заделке.

Библиографический список

1. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы/ Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996. – 214 с.
2. Маслов, Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов/ Н.Н. Маслов. – М., 1982. – 511 с.
3. Справочное руководство Plaxis НИП «Информатика». – СПб., 2004. – 182 с.
4. Сафронов, В.С. Влияние деформационных характеристик песчаной засыпки на напряженно-деформированное состояние грунтозасыпных мостов/ В.С. Сафронов, В.В. Зазвонов// Строительная механика и конструкции. – Воронеж. – 2010. - №1 – С. 16-21.

5. Сафронов, В.С., Натурные статические испытания грунтозасыпного автодорожного моста со сводчатым пролетным строением из монолитного железобетона /В.С. Сафронов, В.В. Зазвонов // Строительная механика и конструкции. – Воронеж. - №1. – 2010. – С. 29-38.
6. Сафронов, В.С. Влияние температурных воздействий на напряженно-деформированное состояние бесшарнирных сводчатых пролетных строений грунтозасыпных мостов/ В.С. Сафронов, В.В. Зазвонов //Научный вестник ВГАСУ. Сер. Строительство и архитектура, вып. 1(21). – Воронеж, 2011. – С. 106-117
7. Сафронов, В.С. Расчетно-экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния железобетонного свода грунтозасыпного автодорожного моста/ В.С. Сафронов, В.В. Зазвонов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – №2. – 2011. – С. 29-38.
8. Гордеев, В.Н. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения/. В.Н. Гордеев [и др.] – М.: Изд-во АСВ, 2007. – 476 с.

References

1. Building Code 2.05.03-84*. Bridges and pipes/ Ministry of Russia. – М.: GP OF TSCPP, 1996. – 214p.
2. N.N Maslov. Bases of Engineering Geology and Mechanics of Soils - Moscow, 1982. – 511p.
3. The reference reference manual Plaxis. NIP “Informatics”. Saint Petersburg, 2004 – 182p.
4. V.S. Safronov, V.V. Zazvonov. Influence of sand filling deformation behavior deformation specifications on deflected mode of filled in with soil bridges/Structural mechanics and structures, №1, 2010,- Voronezh, - p. 16-21.
5. V.S. Safronov, V.V. Zazvonov. Full-scale static tests of highway soil filled bridge with arched span from monolithic reinforced concrete/Structural mechanics and structures, №1, 2010,- Voronezh, – p. 29-38.
6. V.S. Safronov, V.V. Zazvonov. Temperature change influence on deflected mode of hingeless arched bridge spans of soil filled bridges/ Herald of VGASU. Series “Building and Architecture, issue. 1(21), 2011, Voronezh, – p. 106-117.
7. V.S. Safronov, V.V. Zazvonov. Experimental-calculated investigation of deflected mode of reinforced concrete soil filled bridge arch study/ Structural Mechanics of Engineering Constructions and Structures, №2, 2011, Moscow, – 29-38 p.
8. V.N. Gordeev, A.N. Lantuk-Lyashenko and others. Loading and effect on buildings and structures. – М.: Publishing house of association of contractual higher education schools, 2007. – 476p.

Ключевые слова: грунтозасыпной мост, железобетонный свод, песчаная засыпка, свайное основание, деформативность опорных закреплений, непологий свод, пологий свод.

The keywords: soil filled bridge, reinforced concrete arch, sand filling, piling, deformability of consolidation piles, depressed arch, non- depressed arch.

ВОЗДЕЙСТВИЕ ПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКИ НА УПРУГИЕ СИСТЕМЫ

УДК 624.5(628.143)+624.042.8:532.5

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры
строительной механики
В.С. Сафронов
Магистрант кафедры строительной
механики
Ю.А. Суханова
Россия, г.Воронеж, тел. +7(473)271-52-30
e-mail: vss22@mail.ru*

*Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
Dr. of Tech. Sciences, Professor of Department
of Structural Mechanics
V.S. Safronov
Undergraduate of Department of Structural
Mechanics
Y.A.Suhanova
Voronezh, Russia, tel. 8 (473) 2715230
e-mail: vss22@mail.ru*

Ю.А. Суханова, В.С. Сафронов

ДИНАМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ВИСЯЧЕГО ТРУБОПРОВОДА ПРИ ГИДРАВЛИЧЕСКОМ УДАРЕ

Описывается методика динамического расчета висячего трубопроводного перехода, запроектированного для пропуска воды с одного на другой берег реки, в условиях гидравлического удара. По разработанным моделям загрузки с использованием конечно-элементной расчетной схемы и вычислительного комплекса MIDAS исследуется напряженно-деформированное состояние трубопровода при совместном действии статических и динамических нагрузок.

V.S. Safronov, J.A. Sukhanova

DYNAMIC ANALYSIS OF SUSPENSION PIPELINE EXPERIENCING KNOCKING

Method of dynamic analysis free – arch pipe conduit designed for water conveyance from one bank onto another in conditions of knocking. Pipeline deflected mode under simultaneous static and dynamic load effect is analyzed according to developed load models with the help of finite-element design model and computer complex MIDAS.

Гидравлический удар в трубопроводной системе обычно возникает при быстром закрытии или открытии крана или иного устройства управления потоком и представляет собой колебательный процесс, возникающий в упругом трубопроводе с капельной жидкостью при внезапном изменении ее скорости. Этот процесс является очень быстротечным и характеризуется чередованием резких повышений и понижений давления [1]. Остановка жидкости происходит на участке трубы значительной протяженности практически мгновенно. Возникающие при этом инерционные силы могут быть сопоставимы и даже превышать статические нагрузки от собственного веса конструкций и веса находящейся в трубопроводе жидкости, что в особенности актуально для трубопроводов большого диаметра. До недавнего времени проведение динамического расчета нелинейно деформируемых висячих систем было затруднено громоздкостью требуемых вычислений и недостаточностью теоретической базы. Однако с появлением программно-вычислительных комплексов, использующих метод конечного элемента, и развитием в них блоков нелинейного и динамического расчетов моделирование динамического удара в таких системах стало возможным.

В настоящей работе выполняется временной анализ НДС несущих конструкций висячего трубопровода при гидравлическом ударе на примере трубопроводного перехода через реку Ока в г. Орле, который ранее нами описывался в работе [2].

Трубопровод через р. Ока в г. Орел представляет собой трехпролетную комбинированную конструкцию (рис. 1), в которой для транспортирования воды используется стальная труба диаметром 820 мм со стенкой толщиной 10 мм. Средний пролет трубопровода подвешен к стальным кабелям диаметром 70 мм, крайние пролеты шарнирно опираются на железобетонные устои пилонов и анкерные фундаменты. Концы кабелей жестко заделываются в стойки анкерных фундаментов, высота которых от ростверка равна 5 м. Величина среднего пролета – 76 м, крайних – 15 м.

Кабели несущей системы поддерживаются пилонами, которые представляют собой железобетонные стойки, соединенные распорками. Пилоны сопряжены с устоями шарнирно.

К трубопроводу в среднем пролете при помощи поперечных швеллеров крепятся конструкции технологических мостиков для передвижения обслуживающего персонала. К этим же швеллерам приварены петли для крепления подвесок.

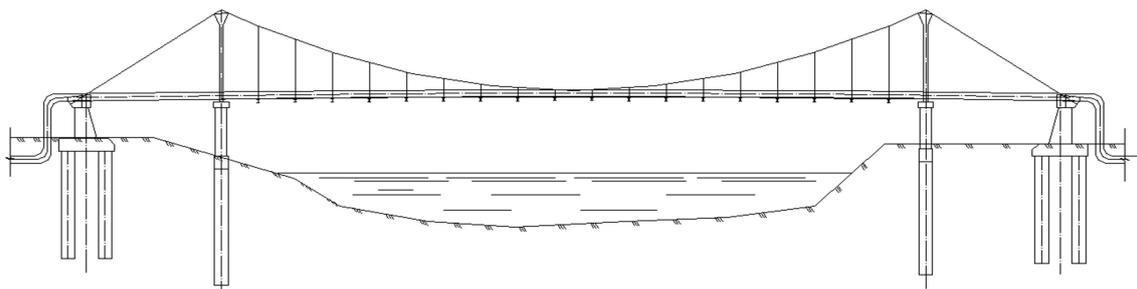


Рис. 1. Общий вид трубопровода в г. Орле через р. Ока

Динамический расчет трубопровода выполнялся с помощью вычислительного комплекса MIDAS, реализующего метод конечного элемента. Для формирования пространственной расчетной схемы использовались линейные конечные элементы типа BEAM («балка») для элементов пролетного строения и типа TRUSS («стержень») для кабелей и подвесок. Пролетное строение загружалось равномерно распределенной нагрузкой от приведенного собственного веса и веса воды, заполняющей трубопровод. Затем нагрузки в автоматическом режиме преобразовывались в сосредоточенные узловые массы (рис. 2).

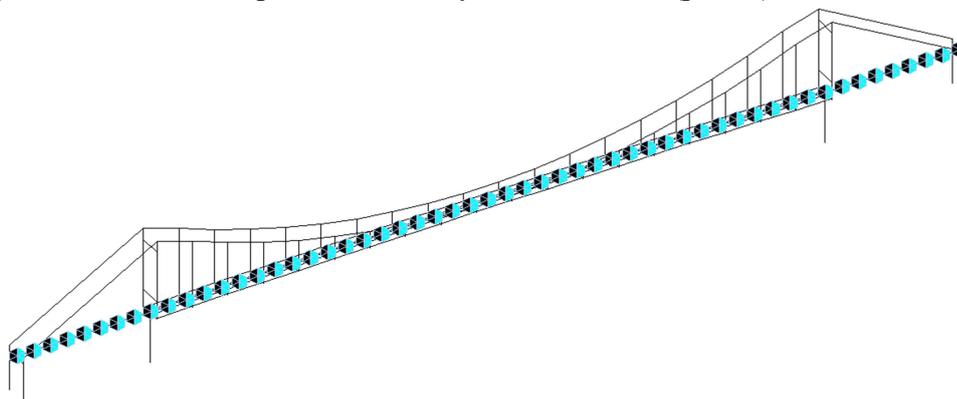


Рис. 2. Пространственная расчетная схема трубопровода с узловыми инерционными массами

В основе применяемой модели гидравлического удара лежат теоретические предположения, изложенные в [1], [3] и [4]. В соответствии с ними при закрытии заслонки скорость частиц жидкости, натолкнувшись на нее, будет погашена, а их кинетическая энергия перейдет в работу деформации стенок трубы и жидкости. Стенки трубы растягиваются, а жидкость сжимается, образуя избыточное давление. Образуется ударная волна, фронт которой распространяется от заслонки в направлении, противоположном первоначальному направлению движения жидкости, со скоростью

$$c = \frac{1}{\sqrt{\frac{\rho + 2\rho R}{K + \delta E}}}, \quad (1)$$

где ρ – плотность жидкости, K – ее объемный модуль упругости, R – радиус трубы, δ – толщина стенки, E – модуль упругости материала трубы.

Так как состояние избыточного давления в трубопроводе не является равновесным, то частицы жидкости вскоре начнут двигаться в направлении, противоположном начальному. В случае, если на достаточно малом удалении от задвижки есть объемный резервуар, частицы устремятся туда, порождая отрицательную ударную волну под давлением $p_0 - \Delta p_{уд}$. Это состояние также не является равновесным, поэтому после полной остановки частицы жидкости вновь устремятся к задвижке и весь цикл повторится. Экспериментально Н.Е. Жуковским было зафиксировано до 12 полных циклов, затухающих из-за трения в трубе и рассеивания энергии в резервуаре.

Для рассматриваемой трубопроводной системы оптимальная скорость движения жидкости, согласно [4], составляет $v_0 = 1,53$ м/с. Тогда в соответствии с (1) скорость распространения ударной волны равна $c = 33,56$ м/с. По описанию, приведенному в [3], при гидравлическом ударе скорость жидкости падает с v_0 до нуля за время, необходимое для закрытия заслонки t_3 . В случае, когда время t_3 меньше периода полного цикла, гидравлический удар называется прямым, в противном случае – непрямым.

Динамическая модель трубопровода представлена системой с конечным числом степеней свободы из отдельных участков длиной 2 м с сосредоточенными массами в середине. Инерционная сила, возникающая в каждом из инертных элементов расчетной схемы, определялась следующим образом:

$$F_{и} = m_{уч} \cdot \frac{(0-v_0)}{t_3} = 1000 \cdot \frac{(0-1,53)}{t_3} = -\frac{1530}{t_3}. \quad (2)$$

Количественные значения инерционной силы $F_{и}$ при различных значениях времени закрытия заслонки t_3 , которые относятся к одному из указанных выше типов гидравлического удара, приведены в табл. 1.

Таблица 1

Значения инерционной силы $F_{и}$
при различных значениях времени закрытия заслонки t_3

Время закрытия заслонки t_3 , с	Значения инерционной силы $F_{и}$, кН	Тип гидравлического удара
0,05	30,6	Прямой
0,1	15,3	
0,5	3,06	
1	1,53	
5	0,306	
10	0,153	
15	0,102	Непрямой
30	0,051	
60	0,0255	
120	0,01275	

В ходе исследования были построены четыре модели приложения динамической нагрузки. Рассматривались два случая гидравлического удара: с наличием и без наличия резервуара. В первом случае условно полагалось, что на левом конце трубопровода находится задвижка, а на правом – объемный резервуар. Рассматривались двенадцать полных циклов изменения приложенной к отдельной массе инерционной силы с постепенным уменьшением ее значения.

Во втором случае наличие резервуара на правом конце трубопровода не предполагалось и рассматривалась только половина цикла: нарастание нагрузки с последующим ее падением до нуля. Возникновение обратной ударной волны с последующими циклами изменения давления не происходило.

Для каждого случая рассматривалось две схемы приложения нагрузки: кусочно-постоянная с мгновенным изменением значения инерционной силы и сглаженная синусоидальная (рис. 3, 4). Период полного цикла для всех случаев равен 12,63 с – времени четырехкратного прохождения ударной волной расчетной схемы. За расчетное время закрытия заслонки принимаем 0,05 с. Инерционные силы прикладываются одновременно по всей длине трубопровода.

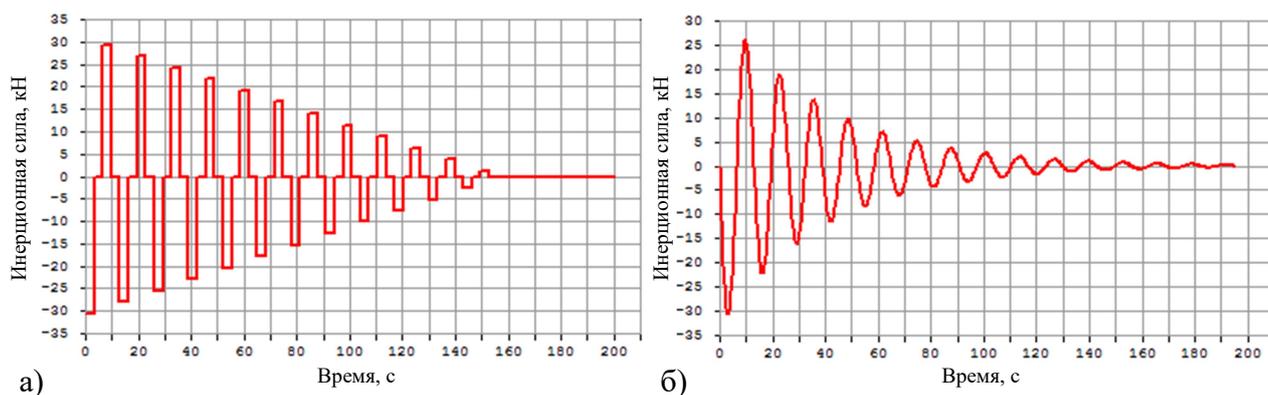


Рис. 3. График изменения инерционной силы по времени для случая с резервуаром:
а) – кусочно-постоянная схема, б) – синусоидальная схема

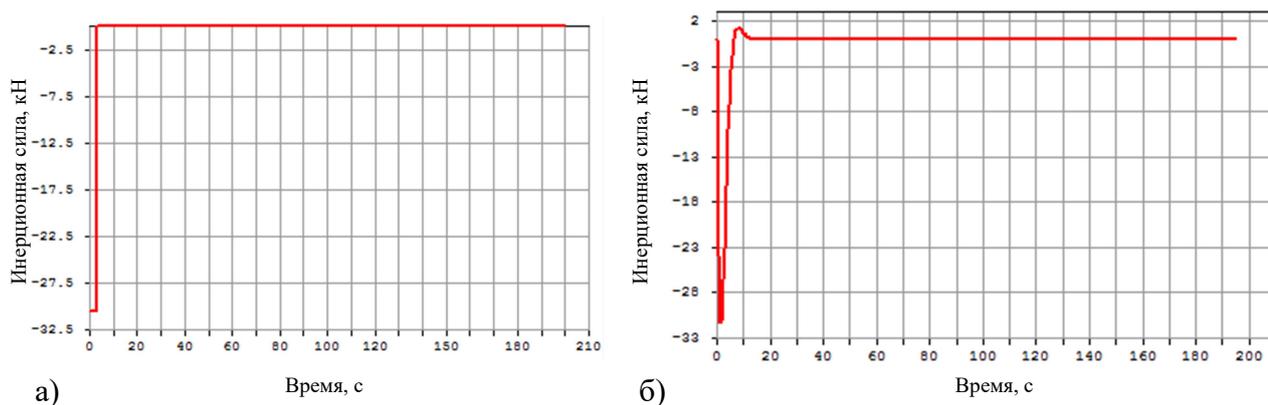


Рис. 4. График изменения инерционной силы по времени для случая без резервуара:
а) – кусочно-постоянная схема, б) – синусоидальная схема

В расчетно-вычислительном комплексе MIDAS предусмотрены два варианта динамического расчета: метод модальной суперпозиции и метод прямого интегрирования. Здесь использовался метод прямого интегрирования, который заключается в непосредственном интегрировании уравнений движения. Несмотря на большую трудоемкость, этот метод имеет ряд преимуществ: не нужно заботиться о получении форм собственных колебаний; он может работать с несимметричными матрицами, вычисляет все перемещения и напряжения за один проход. Однако самым важным его преимуществом в данном случае является возможность работы с нелинейными системами.

По результатам расчета были получены значения усилий в элементах и перемещений узлов системы в каждый момент времени для всех четырех вариантов расчета с учетом различных значений коэффициента демпфирования по материалу. На рис. 5-9 приведены графики изменения по времени изгибающих моментов в основании стойки анкерного фундамента.

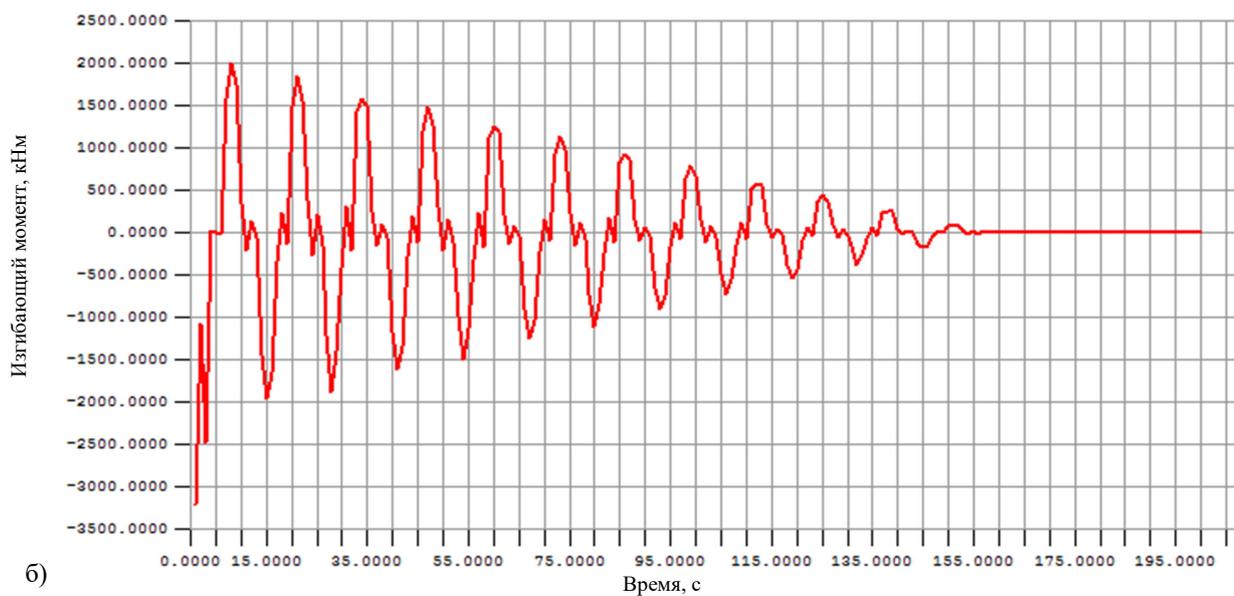
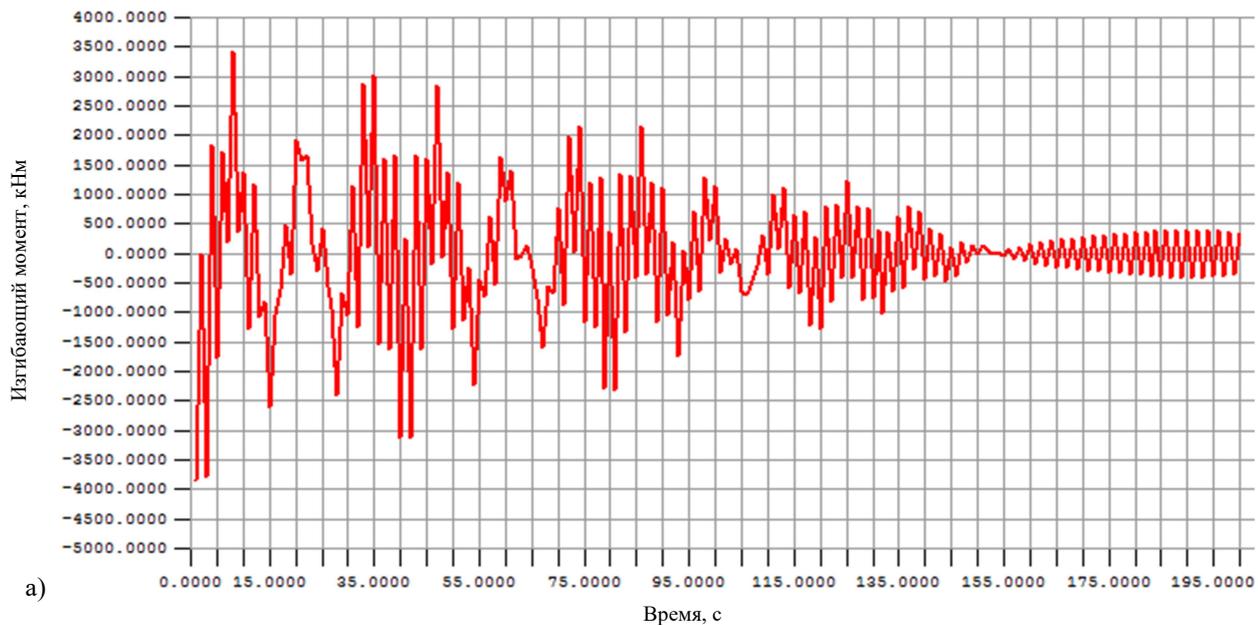


Рис. 5. Графики изменения изгибающего момента для случая с резервуаром (кусочно-постоянная схема загрузки):
 а) без учета коэффициента демпфирования, б) с коэффициентом, равным 0,1,
 в) с коэффициентом, равным 0,3

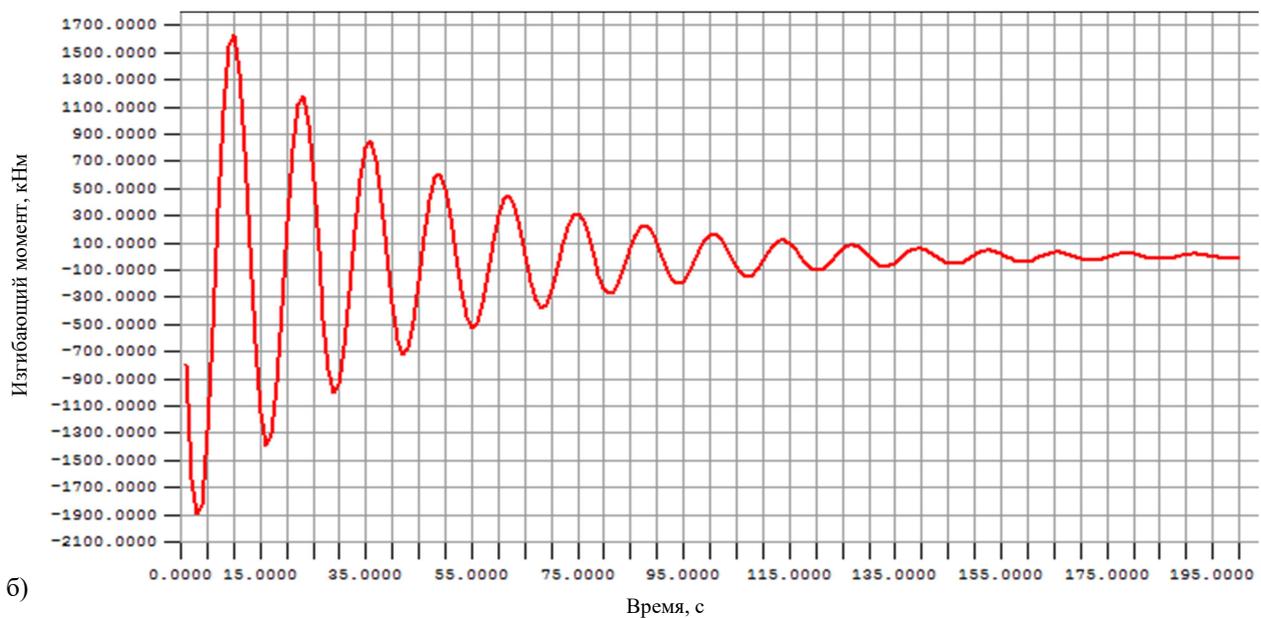
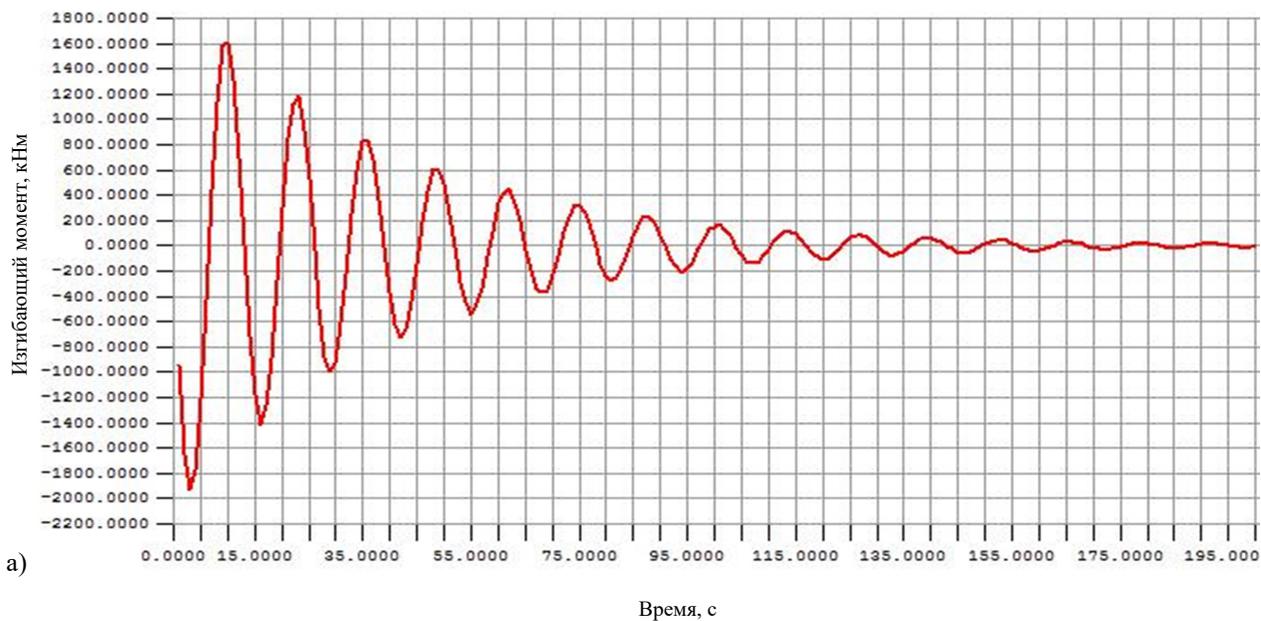


Рис. 6. Графики изменения изгибающего момента для случая с резервуаром (синусоидальная схема загрузки):
 а) без учета коэффициента демпфирования,
 б) с коэффициентом, равным 0,1

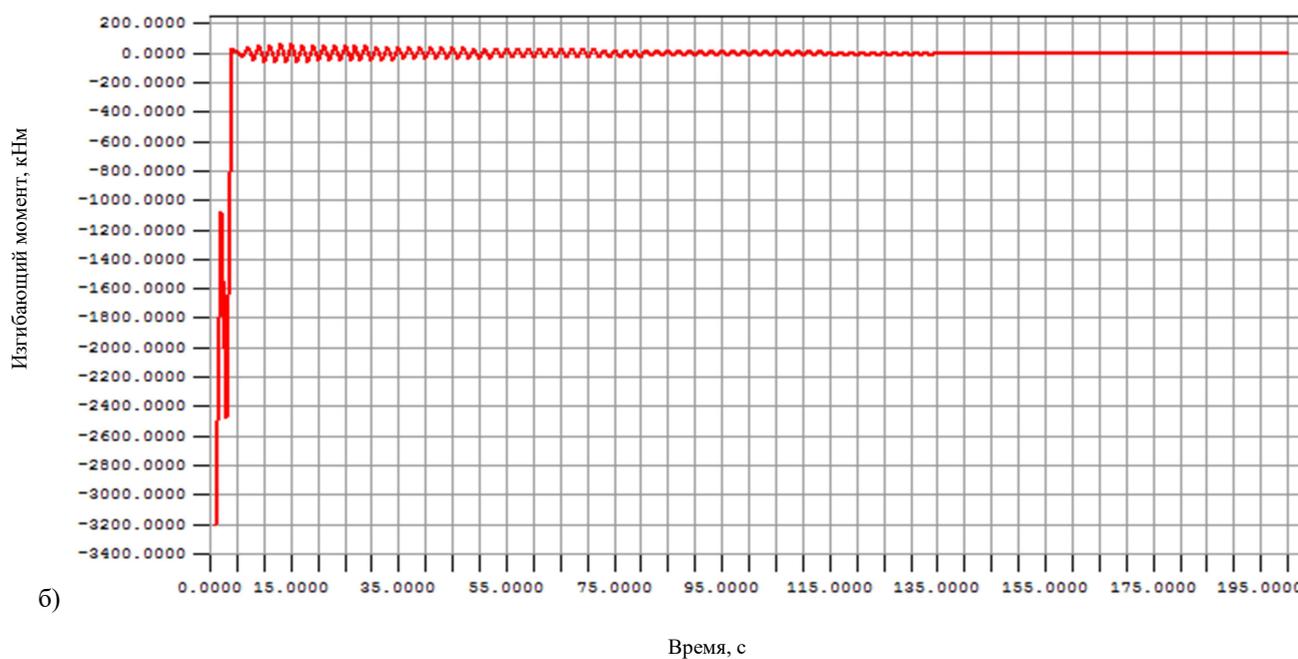
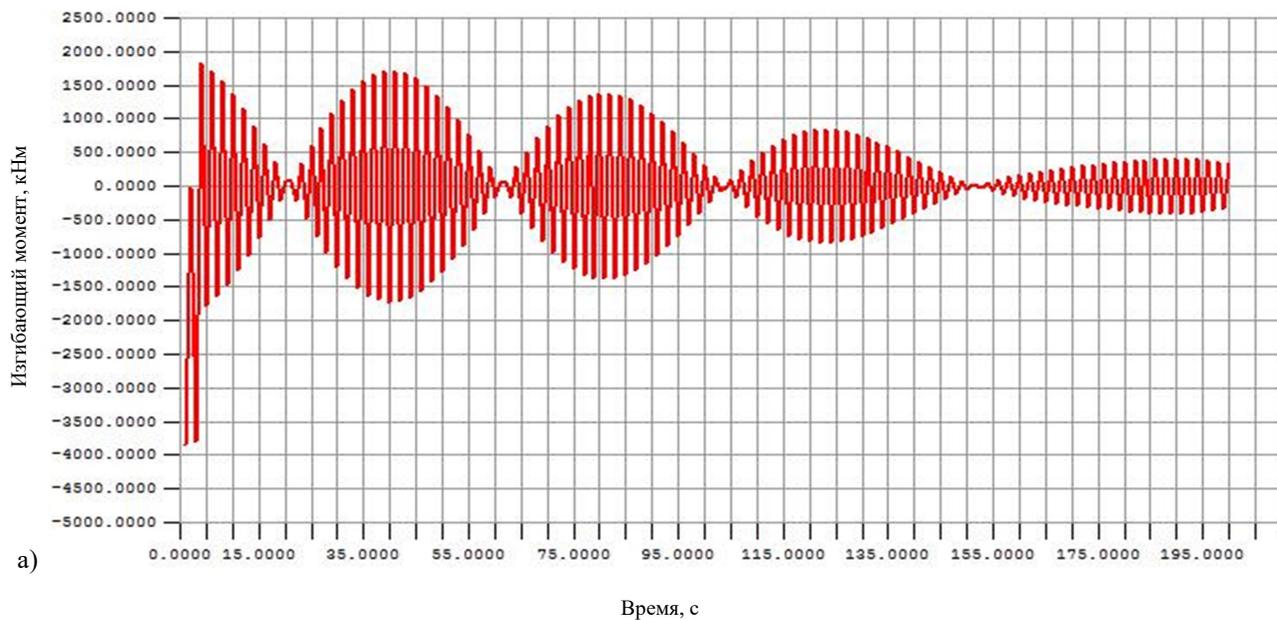


Рис. 7. Графики изменения изгибающего момента для случая без резервуара (кусочно-постоянная схема загрузки):
 а) без учета коэффициента демпфирования,
 б) с коэффициентом, равным 0,1

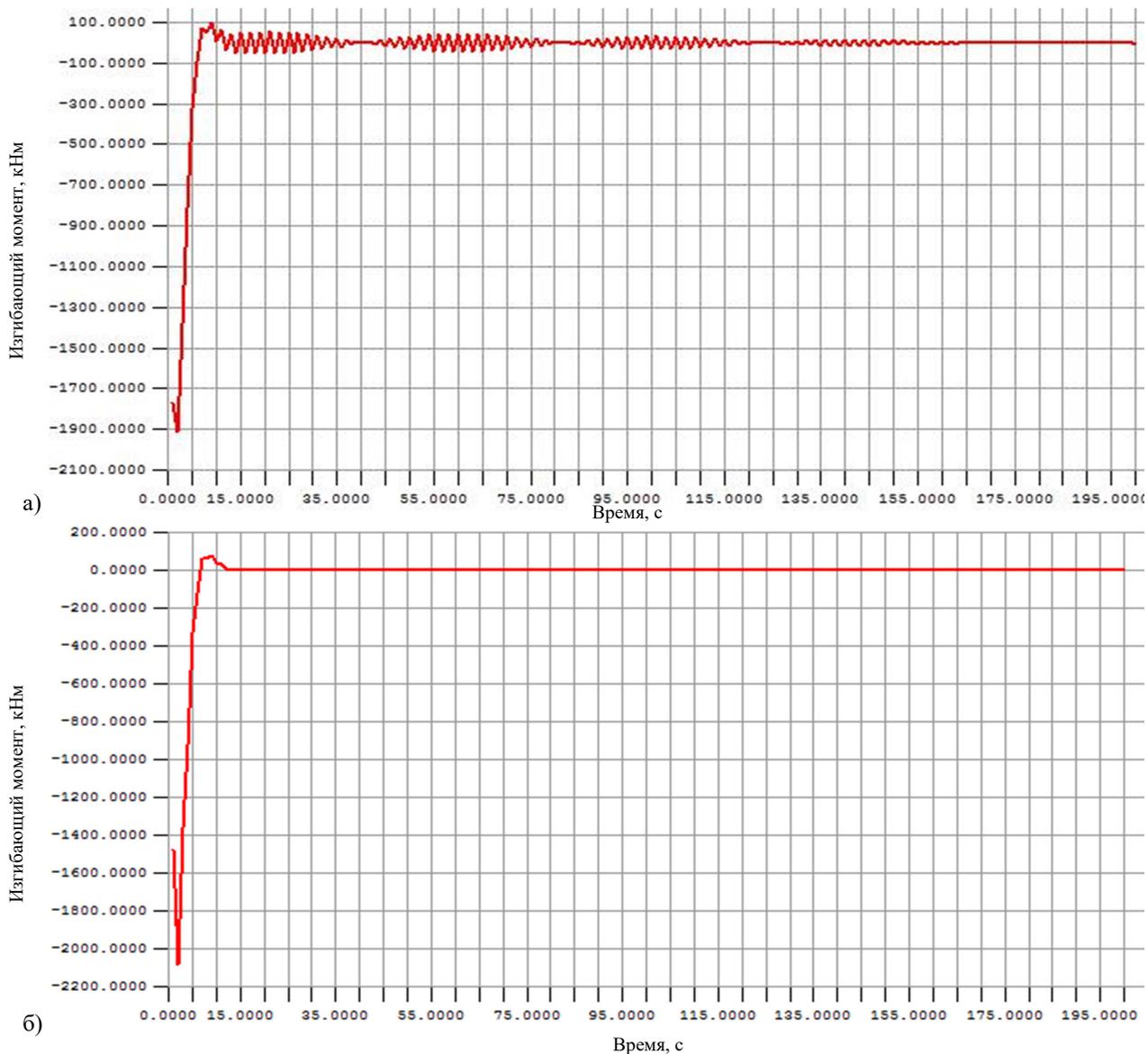


Рис. 8. Графики изменения изгибающего момента для случая без резервуара (синусоидальная схема нагружения): а) без учета коэффициента демпфирования, б) с коэффициентом, равным 0,1

Для целей сравнительного анализа в табл. 2 - 4 приведены максимальные по модулю значения изгибающих моментов в стойке анкерного фундамента и изгибающих моментов и осевых сил в пролетном строении при разных схемах динамического нагружения. Там же даны усилия при статическом действии собственного веса и воды.

Таблица 2

Максимальные значения изгибающих моментов в основании стойки анкерного фундамента для разных типов расчета, кНм

Статическое нагружение	Динамические нагружения								
	Коэффициент затухания	Кусочно-постоянная с резервуаром		Синусоидальная с резервуаром		Кусочно-постоянная без резервуара		Синусоидальная без резервуара	
403,27	0	-3844	3414	-1925	1605	-3844	1836	-1913	99,1
	0,1	-3204	2007	-1887	1627	-3204	60	-2085	76,9
	0,3	-2404	2009	-1864	1626	-2404	187,6	-2024	72,21

Максимальные значения изгибающих моментов в трубопроводе
(середина левого бокового пролета) для разных типов расчета, кНм

Статическое загружение	Динамические загрузки									
	Коэффициент затухания	Кусочно- постоянная с резервуаром		Синусоидальная с резервуаром		Кусочно- постоянная без резервуара		Синусоидальная без резервуара		
-48,5	0	-510,5	511,2	-127,1	105,9	-529,7	531,3	-128,1	17	
	0,1	-212	127	-125	108	-212	10,4	-139	5	
	0,3	-159,2	132,6	-123,7	107,9	-159,2	13,8	-134,6	4,8	

Таблица 4

Максимальные значения осевых сил в трубопроводе
(середина левого бокового пролета) для разных типов расчета, кН

Статическое загружение	Динамические загрузки									
	Коэффициент затухания	Кусочно- постоянная с резервуаром		Синусоидальная с резервуаром		Кусочно- постоянная без резервуара		Синусоидальная без резервуара		
-129,1	0	-1241	1095	-621,3	517,8	-1248	622,7	-617,5	32,7	
	0,1	-1034	645,5	-608,8	525,1	-1034	20,5	-673	24,8	
	0,3	-775,8	648,2	-601,5	524,8	-775,8	60,7	-653,3	23,3	

Гидравлический удар сопровождается повышением давления в трубопроводе. Для нахождения избыточного давления используется формула Жуковского [1]:

$$p_{\text{изб}} = \rho \cdot v_0 \cdot c. \quad (3)$$

В нашем случае избыточное давление равняется 51,35 кПа. В результате повышения давления стенки трубы деформируются и в них возникают кольцевые нормальные напряжения, которые достигают значений:

$$\sigma_k = \frac{p_{\text{изб}} \cdot R}{\delta} = 2,054 \text{ МПа}. \quad (4)$$

Произведен расчет прочности стойки анкерного фундамента и пролетного строения в расчетном сечении (середина левого бокового пролета) от совместного действия статического и динамического нагружений с учетом напряжений, вызванных повышением давления в трубопроводе. В расчете использованы усилия, полученные для вариантов с учетом коэффициента демпфирования по материалу, равного 0,1. Результаты приведены в табл. 5-6.

Так как на пролетное строение действуют значительные сжимающие силы, требуется также проверка его устойчивости. Для этого вычислено значение критической сжимающей силы по формуле Эйлера. За расчетную длину участка принимаем длину рассматриваемого бокового пролета.

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot EJ}{l^2} = 19224 \text{ кН}. \quad (5)$$

Критическая сила значительно превышает действующие на трубопровод усилия, что свидетельствует о том, что устойчивость обеспечена.

Расчет прочности стойки анкерного фундамента

Схема загрузки	Максимальный момент в основании стойки, кНм	Предельный момент в стойке, кНм	Запас прочности, %
Кусочно-постоянная с резервуаром	7380	15000	51%
Синусоидальная с резервуаром	5350		64%
Кусочно-постоянная без резервуара	7380		51%
Синусоидальная без резервуара	4431		70%

Таблица 6

Расчет прочности пролетного строения трубопровода

Схема загрузки	Напряжение от действия статического и динамического нагружений σ_x , МПа	Напряжение от действия избыточного давления σ_k , МПа	Приведенное напряжение (IV гипотеза прочности), МПа	Предельное значение напряжения, МПа	Запас прочности, %
Кусочно-постоянная с резервуаром	-52,0	2,054	53,1	255,0	79%
Синусоидальная с резервуаром	-30,6		31,7		87%
Кусочно-постоянная без резервуара	-52,0		53,1		79%
Синусоидальная без резервуара	-34,0		35,1		86%

Выводы

Выполненные исследования приводят к следующим выводам.

1. В условиях гидравлического удара в трубопроводах большого диаметра при больших скоростях закрытия заслонки усилия, вызванные инерционными силами, могут значительно превышать статические усилия.
2. При моделировании гидравлического удара в системах с наличием объемного резервуара необходимо учитывать несколько циклов попеременного повышения и понижения давления.
3. При рассмотрении гидравлического удара в системе без резервуара наблюдаются биения, которые сглаживаются при учете сил неупругого сопротивления.
4. Формы графиков изменения по времени усилий, полученных с использованием кусочно-постоянной схемы загрузки, при силе неупругого сопротивления сглаживаются и стремятся к аналогичным графикам для синусоидальной схемы загрузки, а амплитуды их значений уменьшаются.
5. При возникновении гидравлического удара в висячих трубопроводах наиболее нагруженными являются стойки анкерного фундамента.
6. Влияние напряжений от избыточного давления на прочность трубопровода незначительно по сравнению с влиянием напряжений, возникающих в результате действия инерционных сил, и не превышает 5 % от суммарных напряжений.

Библиографический список

1. Башта, Т.М. Гидравлика, гидромашины и гидроприводы / Т.М. Башта, С.С. Руднев, Б.Б. Некрасов. – 1982. – 423с.
2. Сафронов, В.С. Прочностной анализ несущих конструкций висячего трубопровода через реку Ока в г. Орле./ В.С. Сафронов, Ю.А. Суханова// Строительная механика и конструкции. – Воронеж. - №.1. – 2010. – С. 59-65.
3. Жуковский, Н.Е. О гидравлическом ударе в водопроводных трубах/ Н.Е. Жуковский. – М.: Гос. изд-во технико-теоретической литературы, 1949. – 103 с.
4. Шевелев, Ф.А. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных труб/ Ф.А. Шевелев. – М.: Стройиздат, 1979. – 112 с.
5. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы/ Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996. – 214 с.
6. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстрой СССР, 1996. – 75 с.
7. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М.: Госстрой России, 2003.
8. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 96 с.

References

1. T.M. Bashta, Hydraulics, hydraulic machines and hydraulic actuators. T.M. Bashta, S.S. Rudnev, B.B. Nekrasov. – 1982. – 423p
2. V.S Safronov, Strength analysis of bearing structures of suspension pipeline across the Oka river in Orel /V.S. Safronov, J.A. Sukhanova//Structural Mechanics and Constructions. – Voronezh, issue 1, 2010, – p. 59-65
3. N.E Zhukovsky.Knocking in waterpipes. – М.: State publishing of techno-theoretical literature / N.E. Zhukovsky, 1949. – 103 p.
4. F.A Shevelev. Tables for hydraulic calculation of steel, cast-iron, asbestos-cement, plastic and glass pipes / F.A. Shevelev – М.: Stroyisdat, 1979. – 112p.
5. Building Code 2.05.03-84*. Bridges and pipes / Minstroy of Russia. –М.: GP TsPP, 1996. – 214 p.
6. Building Code 2.03.01-84*. Concrete and reinforced concrete structures – М.: Gosstroy of USSR, 1996. – 75 p.
7. Buiding Code 2.01.07-85*. Loads and effects. – М.: Gosstroy of Russia, 2003.
8. Building Code II-23-81*. Steel structures/Gosstroy of Russia. – М.: TsITP Gosstroy of USSR, 1988. – 96 p.

Ключевые слова: висячий трубопровод, динамический расчет, гидравлический удар, напряженно-деформированное состояние, нелинейные системы, перемещения, изгибающие моменты, прочность.

Keywords: suspension bridge, dynamic analysis, knocking, deflected mode, nonlinear systems, displacement, bending moment, strength.

УДК 624.042.8: 624.872

*Воронежский государственный
архитектурно – строительный университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительной механики
С.Ю.Гриднев
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 Technical Science, Associate Professor
of (Sub)department of Structural Mechanics
S.Y. Gridnev
Voronezh, Russia, Tel.: 8(473)271-52-30
e – mail : gridnev_s_y@rambler.ru*

С.Ю. Гриднев

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ УПРУГО ОПЕРТОГО СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА ПРИ ПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКЕ

Особенности поведения упруго опертых пролетных строений мостов при подвижной нагрузке еще недостаточно изучены. Ставилась задача совершенствования методики моделирования совместных колебаний пролетных строений таких мостов от одиночной подвижной нагрузки и разработки алгоритма для выполнения серий вычислительных экспериментов. Приведены в операторной форме уравнения совместных колебаний моста и автомобиля, описан алгоритм расчета. Выполнен анализ полученных результатов. Выявлены характерные особенности поведения моста при движении по нему одиночных транспортных средств и показана необходимость учета податливости и упругих свойств опорных частей.

S.Yu. Gridnev

MODELING OF SPATIAL OSCILLATION OF ELASTICALLY SUPPORTED COMPOSITE BRIDGE SPAN UNDER MOBILE LOADING

Features of elastically supported bridge spans under mobile loading are not insufficiently studied. Problem of technique development of bridge span modeling of joint fluctuations under single suspended mobile loading and algorithm development to perform computing experiments was put. Equations of joint fluctuations of both bridge and vehicle are given in operative form; calculation algorithm is described; derived results have been analyzed. Representative features of bridge behavior with single bridge traffic were diagnosed and necessity to take into consideration suppleness and elasticity of bearing part materials were diagnosed.

В Российской Федерации на автомобильных дорогах эксплуатируется значительное число мостов со сталежелезобетонными пролетными строениями, у которых в качестве подвижных и неподвижных опорных частей используются резино-металлические опорные части (РМОЧ). В этом случае пролетное строение представляет собой упруго опертую конструкцию. При колебаниях пролетного строения под действием подвижной нагрузки резино-металлические опорные части всесторонне деформируются. Для иллюстрации этого приведем график вертикальных деформаций такой опорной части под главной балкой упруго опертого одним концом сталежелезобетонного пролетного строения длиной 42,5 м при проезде по нему одиночного автомобиля массой 16 т с постоянной скоростью 70 км/ч. График получен с использованием оптического измерителя перемещений для дистанционной регистрации колебаний [1] при натурных динамических испытаниях моста через р. Дон у г. Задонска, выполненных при участии автора (рис. 1).

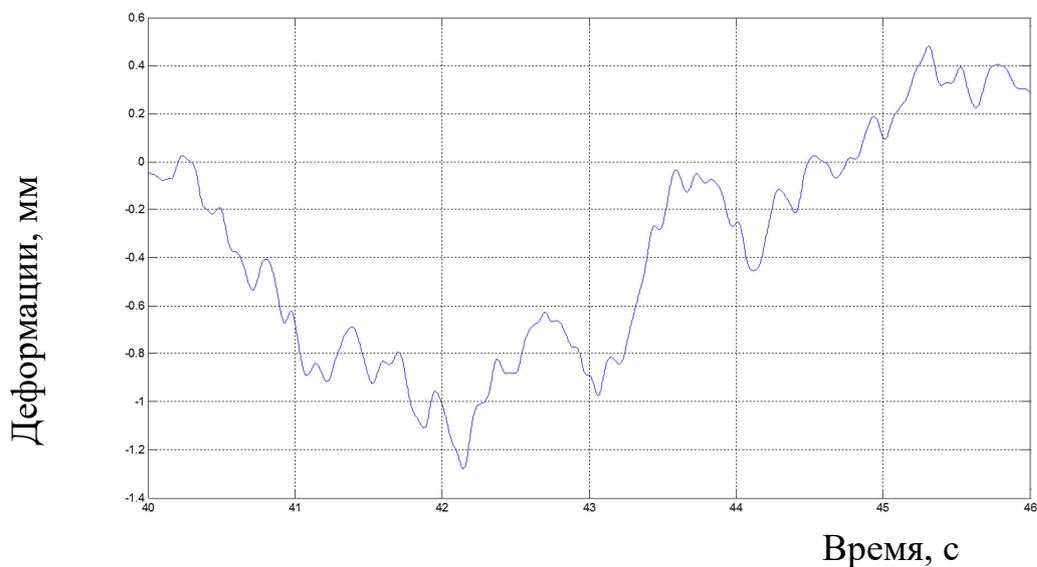


Рис. 1. График вертикальных деформаций опорной части под главной балкой, упруго опертой одним концом

В современных условиях многие свойства сооружения, которые ранее не учитывались в расчетных схемах, начинают существенным образом влиять на динамическое поведение транспортного сооружения. В случае упруго опертых пролетных строений необходимо учитывать всестороннюю податливость резино-металлических опорных частей (РМОЧ) в расчетной схеме.

В разработанной автором уточненной пространственной динамической модели [2] упруго опертое сталежелезобетонное пролетное строение на РМОЧ представлено симметричным тонкостенным упругим стержнем, в общем случае, переменного поперечного сечения, имеющего недеформируемый контур. Он оперт по краям в каждой из четырех точек на пять упругих, в общем случае, нелинейно-деформируемых связей и совершает пространственные колебания около положения равновесия под действием подвижной нагрузки и реактивных усилий в упругих РМОЧ (рис. 2).

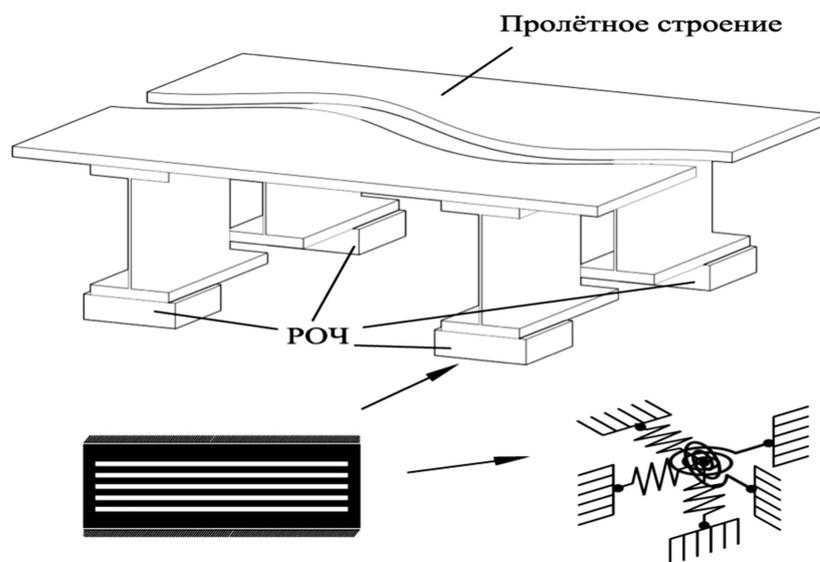


Рис. 2. Пространственная расчетная схема упруго опертого сталежелезобетонного пролетного строения (поперечные связи не показаны)

Каждая опорная часть является податливой и сопротивляется линейным и угловым деформациям. Вызываемые колебаниями пролетного строения деформации опорных частей, в общем случае, приводят к появлению при сдвиге реактивных сил в продольном и поперечном направлениях, при скручивании, изгибе в продольном и поперечном направлениях реактивных моментов.

Дифференциальные уравнения пространственных колебаний в частных производных получены дополнением уравнений колебаний тонкостенного стержня по теории В.З. Власова слагаемыми, учитывающими реактивные силы и моменты на пролетные строения со всесторонне деформирующихся опорных частей и давления осей автомобиля, находящихся на пролетном строение в данный момент времени.

Изгибные колебания в вертикальной плоскости $y(x, t)$, крутильные колебания $\gamma(x, t)$ и связанные с ними изгибные колебания в горизонтальной плоскости $z(x, t)$ упруго опертого пролетного строения описаны дифференциальным уравнением в частных производных пятого порядка, содержащим смешанные производные, и системой двух уравнений – аналогичных дифференциальных уравнений соответственно. В операторной форме эти уравнения имеют вид

$$M(\vec{Z}) = \begin{pmatrix} M_{11} & 0 & 0 \\ 0 & M_{22} & M_{23} \\ 0 & M_{23} & M_{33} \end{pmatrix} \cdot \begin{bmatrix} y(x, t) \\ \gamma(x, t) \\ z(x, t) \end{bmatrix} = \vec{F}, \quad (1)$$

где $M(\vec{Z})$ – линейный дифференциальный оператор;

$\vec{F} = \vec{F}(\vec{R}, C_j, \vec{P})$ – нелинейный оператор нагрузки;

$\vec{R} = [\vec{R}_1, \vec{R}_2, \dots, \vec{R}_j, \dots, \vec{R}_{q(t)}]^T$ – вектор давлений осей $q(t)$ автомобилей, одновременно находящихся на пролетном строение в данный момент времени;

C_j – матрица, определяющая положение осей j -го автомобиля на участках мостового перехода (левый подход, пролетное строение, правый подход),

$\vec{P} = \vec{P}(\vec{S}_m, M_1^{c\delta\delta}(t), M_2^{c\delta\delta}(t), M_1^{uz\delta}(t), M_2^{uz\delta}(t), M_1^{kpy\delta}, M_2^{kpy\delta}, M1_{h_y}(t), M1_{h_y}(t), H_1(t), H_2(t))$ – вектор реактивных усилий в деформированных опорных частях;

$\vec{S}_m = [S_1(t), S_2(t)]^T$ – вектор усилий в вертикальных упругих связях, моделирующих РМОЧ при сжатии;

$M_1^{c\delta\delta}(t), M_2^{c\delta\delta}(t), M_1^{uz\delta}(t), M_2^{uz\delta}(t), M_1^{kpy\delta}, M_2^{kpy\delta}, M1_{h_y}(t), M1_{h_y}(t), H_1(t), H_2(t)$ – моменты, создаваемые реактивными силами в опорных частях при их продольном и поперечном сдвигах, относительно центра изгиба в вертикальной и горизонтальной плоскостях, реактивные моменты в опорных частях при скручивании, изгибе в вертикальной и горизонтальной плоскостях, реактивные силы в опорных частях при поперечном сдвиге, блоки матрицы дифференциальных операторов имеют вид

$$M_{11} = M_{11} \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2}, \frac{\partial^4 y}{\partial x^4}, \frac{\partial^5}{\partial x^4} \right), \quad M_{22} = M_{22} \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2}, \frac{\partial^4}{\partial x^4}, \frac{\partial^2}{\partial x^2}, \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial t^2}, \frac{\partial^2}{\partial t^2} \right),$$

$$M_{33} = M_{33} \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2}, \frac{\partial^4}{\partial x^4}, \frac{\partial^5}{\partial x^4}, \frac{\partial^2}{\partial x^2}, \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial t^2} \right).$$

В случае повреждения пролетного строения, приводящего к потере симметричности относительно вертикальной оси, колебания описываются системой трех уравнений в частных производных пятого порядка.

К этим уравнениям добавляется система трех обыкновенных дифференциальных уравнений второго порядка, описывающих движения пролетного строения как твердого тела, положение которого определяется вектором \vec{Z}_T .

Уравнение движения пролетного строения как твердого тела в операторном виде:

$$L_{\sigma}(\ddot{\vec{Z}}_T, \dot{\vec{Z}}_T, \vec{Z}_T) = F_{\sigma}(\vec{R}, C_j, \vec{P}, \vec{S}_m), \quad (2)$$

где L_{σ} – линейный дифференциальный оператор;

F_{σ} – нелинейный оператор нагрузки;

$\vec{Z}_T = [z_{\sigma}(t), \varphi_{\sigma}(t), \alpha_{\sigma}(t)]^T$ – вектор обобщенных координат, определяющих положение пролетного строения как твердого тела.

Таким образом, полный вектор обобщенных координат, определяющих пространственное положение произвольной точки пролетного строения, имеет вид

$$\vec{Z} = [y(x, t), \gamma(x, t), z(x, t), z_{\sigma}(t), \varphi_{\sigma}(t), \alpha_{\sigma}(t)]^T. \quad (3)$$

Уравнения колебаний любого j -го одиночного многоосного автомобиля в транспортном потоке (включая и трехосный) в операторной форме имеет вид

$$L_j(\ddot{\vec{Z}}_j, \dot{\vec{Z}}_j, \vec{Z}_j) = F_j\{\vec{R}_j[\vec{Z}_j, \dot{\vec{Z}}_j, h_j(v_j t), \dot{h}_j(v_j t), y_j(v_j t), \dot{y}_j(v_j t)]\}, \quad (4)$$

$[j = 1, 2, \dots, q(t)]$

где L_j, F_j – линейный и нелинейный операторы, соответствующие динамической модели j -го автомобиля;

\vec{Z}_j – вектор обобщенных координат инертных частей j -й модели;

$h_j(v_j t), \dot{h}_j(v_j t), y_j(v_j t), \dot{y}_j(v_j t)$ – функции кинематического возмущения для j -го автомобиля от неровностей на проезжей части моста, его подходах и перемещений пролетного строения в точках опирания колеса;

\vec{R}_j – вектор давлений, оказываемых j -м транспортным средством на путь.

Определение характеристик податливости резино-металлических опорных частей при пространственной работе выполнено с помощью вычислительного эксперимента. Расчет жесткостных характеристик РМОЧ проведен методом конечных элементов с использованием средств программного комплекса MSC.Patran/MSC.Marc и подробно описаны в [3].

Получены жесткостные характеристики РМОЧ на сжатие, сдвиг, изгиб в продольном и поперечном направлениях и кручение.

Выполнены расчеты по определению жесткостных характеристик РМОЧ в условиях реальной эксплуатации – в преднагруженном состоянии. В этом случае нагружение осуществляется в два этапа: сначала преднагружение, а затем к уравновешенной структуре, сформир-

ровавшейся в конце первого этапа, прикладывается рабочая нагрузка, в нашем случае – сдвиговая или крутящая. В результате расчета получены жесткостные характеристики предварительно нагруженной РМОЧ на сжатие, сдвиг и на кручение [4].

Например, предварительное поджатие РМОЧ на 10 мм приводит к уменьшению жесткости на сдвиг примерно на 5 %, при этом характеристика на сдвиг меняется с вогнутой на выпуклую. Предварительное поджатие РМОЧ на 10 мм приводит к увеличению жесткости на кручение примерно на 15 % (рис. 3).

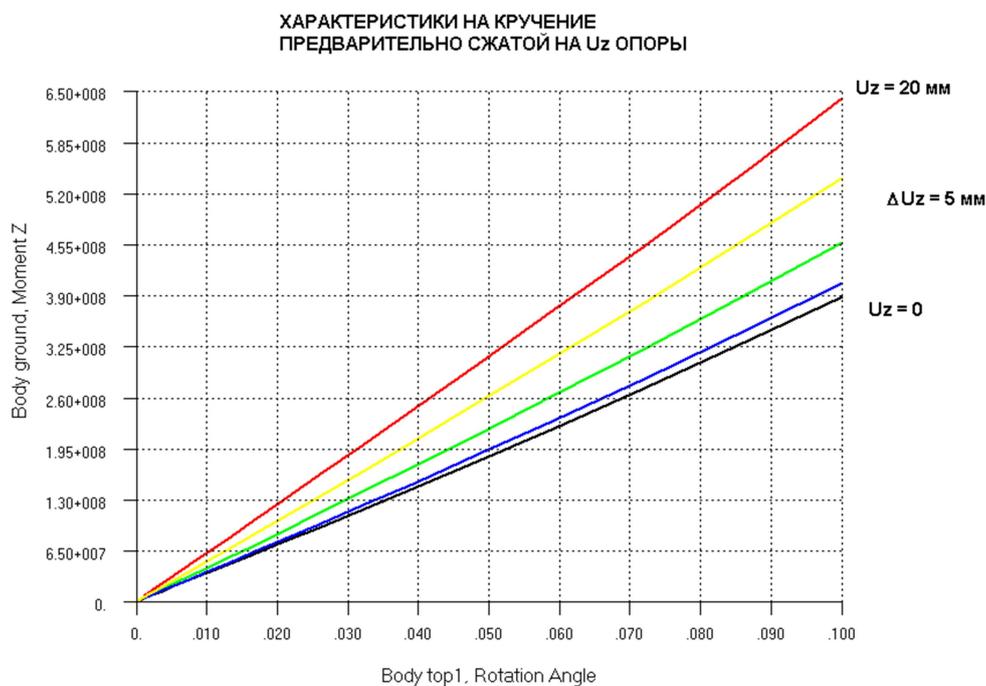


Рис. 3. Влияние предварительного поджатия на крутильную жесткость РМОЧ

Применение предложенных подходов на практике для расчета напряженно-деформированного состояния и жесткостных характеристик РМОЧ и других подобных конструкций возможно при наличии экспериментальных данных по свойствам резины. Возможна корректировка расчетных параметров – учет трения в контакте, учет влияния температур на деформации и свойства материалов и др.

В процессе эксплуатации опорных частей деформации изменяются в широких пределах. При этом каждому значению, например деформации сжатия, отвечает своя зависимость между скручивающим моментом и углом закручивания опорной части относительно вертикальной оси, сдвигающим усилием и углом сдвига, изгибающим моментом и углом поворота относительно поперечной или продольной оси. Точно так же зависима податливость на сжатие от углов закручивания, сдвига и поворота. Поэтому были выполнены расчеты для ряда фиксированных значений различных деформаций опорных частей с целью определения вертикальной, сдвиговой и изгибной жесткостей. Значения деформаций принимались с некоторым постоянным шагом. Диапазон деформаций выбирают таким образом, чтобы он покрывал все возможные при реальной эксплуатации значения – от деформаций РМОЧ от собственного веса пролетного строения до деформаций от действия сверхнормативной динамической подвижной нагрузки при различных режимах движения. Таким образом, в общем случае каждому значению сдвиговой или крутильной деформации отвечает собственная зависимость вертикальных деформаций от сжимающих нагрузок. Также каждому значению деформации сжатия отвечает своя зависимость сдвиговых или крутильных деформаций от соответствующих нагрузок (см. рис. 3).

Учитывая, что при колебаниях пролетного строения под действием подвижной нагрузки в условиях реальной эксплуатации в разные моменты времени деформации опорной части имеют различные значения, характеристики жесткости описываются кусочно-линейными зависимостями. Это означает, что в математической модели уравнения пространственных колебаний тонкостенного стержня, моделирующего пролетное строение, будут иметь нелинейные граничные условия.

Линеаризацию нелинейных граничных условий уравнений (1), (2) можно выполнить любым из известных методов осреднения за период колебаний, применяемых в нелинейной механике. Для определения приведенной линейной жесткости используем приближенный метод «прямой» линеаризации, развитый Я.Г. Пановко. При этом приведенная жесткость при $\Delta \Delta_{\text{соб.вес}}$ вычисляется по формуле [5]

$$c_{np} = c'' \pm \frac{2}{\pi}(c' - c'') \left[\arcsin \frac{\Delta_0}{\Delta} + \frac{\Delta_0}{\Delta} \sqrt{1 - \left(\frac{\Delta_0}{\Delta} \right)^2} \right], \quad (5)$$

где c' , c'' – жесткости опорной части на первом и втором участках в рабочей области, Δ_0 – деформация опорной части на границе участков (рис. 4).

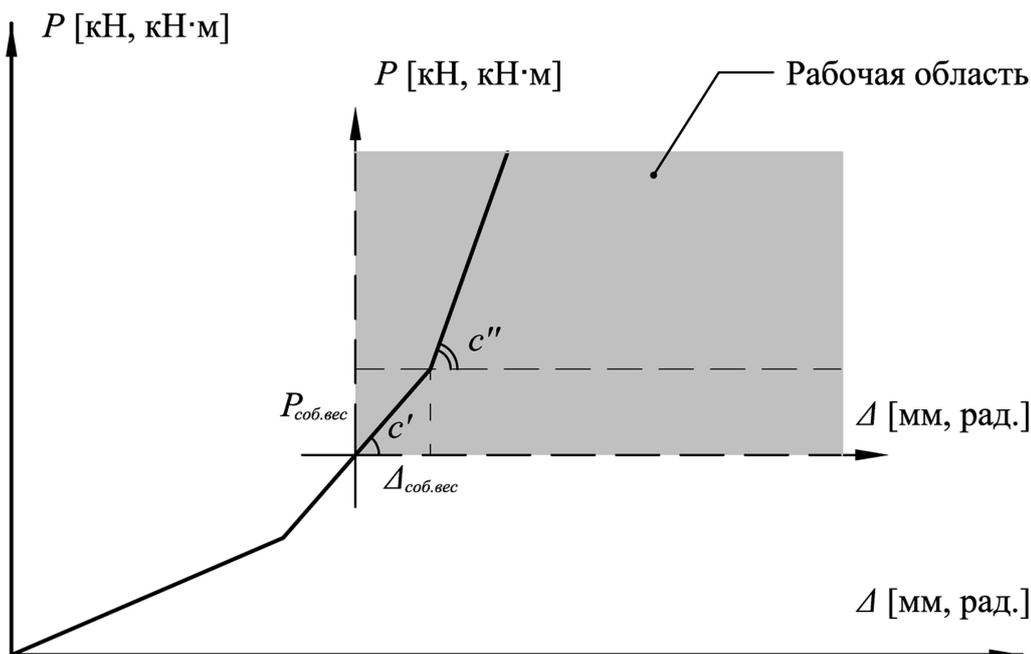


Рис. 4. График изменения деформации опорной части от величины прикладываемой нагрузки

Совместные пространственные колебания упруго опертого пролетного строения и подвижной нагрузки описывались уравнениями (1), (2) и (4). Подробно модель трехосного автомобиля, используемая в дальнейшем, описана в [6].

С целью обеспечения плавного приложения нагрузки в момент въезда и съезда колеса на упруго опертое пролетное строение вместо допущения о точечном контакте упругих связей,

моделирующих шины, с проезжей частью нагрузка от колеса считалась равномерно распределенной по зоне контакта шины.

Для анализа влияния податливости опорных частей с помощью созданного автором универсального вычислительного комплекса на языке СИ ++ выполнена серия вычислительных экспериментов по проезду тяжелогруженого трехосного автомобиля КамАЗ-5511 по находящемуся в удовлетворительном состоянии асфальтобетонному покрытию упруго опертого сталежелезобетонного пролетного строения длиной 42,5 м (типовой проект ЦНИИ Проектстальконструкция инв. № 4801 КМ) с различными скоростями. Движение автомобиля осуществлялось по одной полосе движения с целью создания максимальных крутящих моментов в поперечных сечениях. При этом коэффициенты жесткости опорных частей при всестороннем деформировании принимались в соответствии с результатами расчетов, полученных в [4].

Проведенный анализ полученных результатов показал необходимость учета податливости и упругих свойств опорных частей при их всестороннем деформировании в расчетах колебаний сталежелезобетонного пролетного строения при подвижной нагрузке. Выполнена оценка влияния и определены пределы применимости учета тех или иных упругих свойств различных опорных частей. Даже при учете только вертикальной податливости опорной части расхождение в результатах расчетов прогибов достигают 15 % (рис. 5).



Рис. 5. Графики вертикальных прогибов среднего сечения при расчете по двум расчетным схемам

В некоторых случаях, как показывают результаты вычислительных экспериментов, пренебрежение упругими свойствами опорных частей при моделировании пространственных колебаний упруго опертых пролетных строений мостов при подвижной нагрузке может привести к серьезным ошибкам в оценке НДС пролетного строения.

Библиографический список

1. Гриднев, С.Ю. Натурные измерения колебаний упруго опертого сталежелезобетонного моста при движении по нему автомобиля в режиме торможения/ С.Ю. Гриднев, В.В.Волков, А.Н. Будковой // Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура. – 2010. – Вып. № 1. – С. 112-120.
2. Гриднев, С.Ю. Уточненная пространственная расчетная схема упруго опертого пролетного строения сталежелезобетонного моста / С.Ю. Гриднев // Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура. – 2008. – Вып. № 4. – С. 112-120.
3. Гриднев, С.Ю. Определение податливости мостовых резино-металлических опорных частей в условиях всестороннего деформирования / С.Ю. Гриднев, Д.В. Боровков // Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура. – 2009. – Вып. № 1. – С. 83-92.
4. Гриднев, С.Ю. Определение податливости предварительно нагруженных РМОЧ при всестороннем деформировании/ С.Ю. Гриднев// Актуальные проблемы строительства и строительной индустрии: сб. материалов XI Международной научно-технической конференции. – Тула, 2010. – С. 13-15.
5. Григорьев, Н.В. Нелинейные колебания элементов машин и сооружений / Н.В. Григорьев - М: Гос. научно- техн. изд-во машиностроит. лит-ры, М., 1961. – 254 с.
6. Гриднев, С.Ю. Пространственные колебания упруго опертых конструкций при подвижной нагрузке / С.Ю. Гриднев // Научный вестник ВГАСУ. Дорожное и транспортное строительство. – 2003. – Вып. № 1. – С. 33-39.

References

1. S.U. Gridnev. Natural measurement of fluctuations of elastically iron - reinforced-concrete bridge with single bridge traffic in braking mode / S.U.Gridnev, V.V.Volkov, A.N.Budkovoy//Scientific herald of VGASU. Construction and Architecture. – 2010. – Issue. № 1. – P. 112-120.
2. S.U. Gridnev. Refined spatial design diagram of elastically supported iron - reinforced-concrete bridge span/ S.U. Gridnev// Scientific herald of VGASU. Construction and Architecture. – 2008. – Issue. № 4. – P. 112-120.
3. S.U. Gridnev. Definition of suppleness of bridge rubber metal bearing parts in condition of overall deformation / S.U. Gridnev, D.V. Borovkov// Scientific herald of VGASU. Construction and Architecture. – 2009. – Issue. № 1. – P. 83-92.
4. S.V. Gridnev. Definition of suppleness of preload rubber-metal bearing parts at overall deformation/ Actual problems of construction and construction industry. Collection of materials of XI International Scientific Conference. – Tula, 2010.P.13-15
5. S.U. Gridnev. Nonlinear fluctuations of machines and constructions. N.V. Grigoriev-M. State Scientific technical pub. of machine building literature, Moscow. 1961. – 254p.
6. S.U. Gridnev. Spartial fluctuations of elastically supported structures under mobile loading / Gridnev S.U. Scientific herald of VGASU. Road and transport construction. -2003. –Issue № 1. – P.33-39.

Ключевые слова: упруго опертое пролетное строение, уточненная расчетная схема, податливость опорных частей, алгоритм расчета совместных колебаний, вычислительный эксперимент.

Keywords: elastically supported bridge span, improved design model, suppleness of supports, computation algorithm of joint fluctuations, computing experiment.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

УДК 624.131.7

*Тамбовский государственный
технический университет
Д-р. техн. наук, проф. кафедры
конструкций зданий и сооружений
В.В. Леденев
Магистрант кафедры конструкций
зданий и сооружений
М.А. Чуканов
Магистрант кафедры конструкций
зданий и сооружений
В.С. Чуксин
Россия, г. Тамбов, тел.: +7-960-670-60-30
e-mail: Skharlamov@inbox.ru.*

*Tambov State Technical University Undergraduate
of (Sub)department of Building and Constructions
Dr of Tech. Sc., Professor of (Sub)department
of Building and Structure Construction
V.V. Ledenyov
Undergraduates of (Sub)department of Building
and Constructions
M.A. Chukanov,
Undergraduates of (Sub)department of Building
and Constructions
V.S. Chuksin
Tambov, Russia, tel. +79606706030
e-mail: Skharlamov@inbox.ru.*

В.В. Леденев, М.А. Чуканов, В.С. Чуксин

ЗАВИСИМОСТЬ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТЕ ОТ ДЕЙСТВИЯ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ НА ФУНДАМЕНТ И ПЛОТНОСТИ ОСНОВАНИЯ

Приведены функциональные зависимости между нагрузкой на фундаменты и горизонтальными напряжениями на вертикальные штампы, расположенные в координатных точках песчаного основания

V.V. Ledenev, M.A. Chukanov, V.S. Chuksin

DEPENDENCE OF HORIZONTAL STRESS IN GROUND ON VERTICAL LOAD EFFECT ON FOUNDATION AND BASE DENSITY

Functional dependences between foundation load and horizontal stresses on vertical stamps located at sand base coordinate points are represented in the article.

При проектировании подземных сооружений необходимо знать закономерности распределения напряжений в грунтовом массиве и, в первую очередь, горизонтальных [2, 3, 4, 8]. Известные методы расчета [3, 5, 9 и др.] базируются на каких-либо моделях оснований, не достаточно полно отражающих реальные свойства грунтов. Использование мезодоз для измерения напряжений [1, 2] приводит к погрешности из-за значительной разности жесткостей грунта и прибора. Ниже описаны результаты экспериментов с использованием другого подхода к измерению вектора горизонтальных напряжений, возникающих от давления на основание фундамента (рис. 1).

Давление от фундамента передается в общем случае по криволинейным силовым линиям (рис.1,а, б). На установленные согласно программе эксперимента вертикальные сталь-

ные площадки действует наклонное неравномерное по площади давление. Вследствие этого, а также разной удаленности концов (по оси z) площадки от граничной плоскости происходит сложное пространственное перемещение вертикальных штампов с поворотом (рис. 1, в).

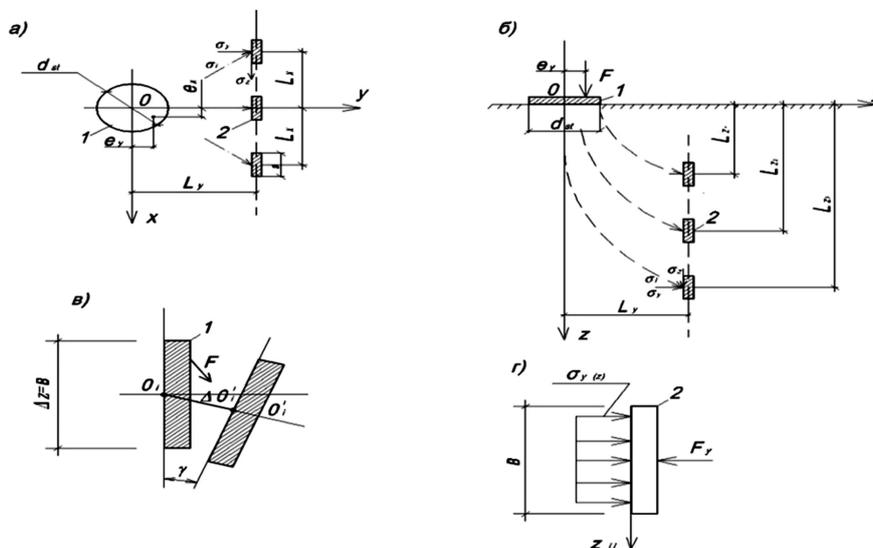


Рис. 1. Расположение горизонтального (1) и вертикального (2) штампов: план (а), разрез (б), схема перемещения штампа 2 от давления грунта (в), горизонтальная составляющая давлений грунта на штамп (г)

Для упрощения задачи исследовали распределение горизонтальных составляющих напряжений в активной зоне основания. В пределах вертикального штампа давление считали равномерно распределенным.

Экспериментально определяем функцию:

$$\sigma_{y,i} = \sigma_y(F, \bar{F}, \bar{e}_x, \bar{e}_y, \bar{L}_y, \bar{L}_z, \bar{L}_x, d_{st}, R_{st}, \lambda_{st}, \rho, \omega, c, \varphi, t), \quad (1)$$

где $i = x, y, z$; $\bar{F} = F / F_u$, F_u – разрушающая нагрузка; $\bar{e}_x = e_x / R_{st}$; $\bar{e}_y = e_y / R_{st}$; $\bar{L}_x = L_x / d_{st}$; $\bar{L}_y = L_y / d_{st}$; $\bar{L}_z = L_z / d_{st}$; $\lambda_{st} = h_{st} / d_{st}$; h_{st} и R_{st} – заглубление и радиус штампа; c и φ – удельное сцепление и угол внутреннего трения; E – модуль деформации грунта основания; ρ – плотность основания.

Эксперименты проводили в пространственном металлическом лотке, размером 200x170x100 (h) см. Основанием моделей фундаментов являлся мелкозернистый воздушно-сухой песок, укладываемый слоями по 10 см с уплотнением катком. Плотность укладки контролировали режущим кольцом и протарированным конусом. Для обеспечения более равномерной плотности грунта по высоте массива верхний слой, толщиной 10 см, срезали и поверхность тщательно выравнивали.

В качестве модели фундамента принимали жесткие стальные диски диаметром $d_{st} = 24$ и 36 см. Вертикальную центральную и внецентренную ступенчато возрастающую нагрузку создавали гидравлическим домкратом через цилиндрический шарнир.

Во всех опытах нагрузку доводили до разрушения основания. Вертикальные, горизонтальные перемещения штампа, его крен измеряли с помощью индикаторов часового типа ИЧ-10. После проведения каждого опыта грунт на глубину $3d_{st}$ удаляли и укладывали заново с уплотнением. Во время укладки песка устанавливали вертикальные жесткие площадки-штампы, размером 10x10 см. Места установки назначали согласно заранее разработанной программе (рис. 2).

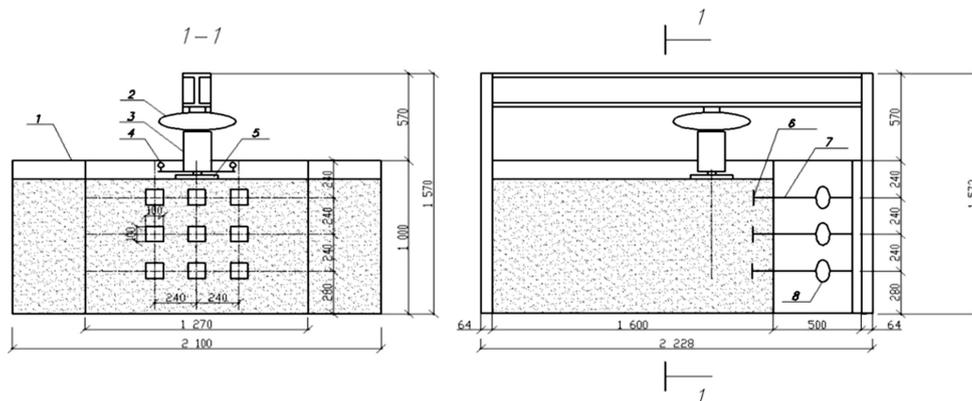


Рис. 2. Схема экспериментальной установки:

- 1 – стальной пространственный лоток; 2 – динамометр сжатия ДОСМ-3-5;
 3 – гидравлический домкрат; 4 – индикатор часового типа ИЧ-10; 5 – штамп;
 6 – вертикальная жесткая пластина; 7 – стальные стержни в защитной трубке;
 8 – динамометр сжатия ДОСМ-3-0,2

В продолжение ранее поставленных опытов [5] проведены еще 30 при $\bar{e}_y = \pm 0,5$; $\rho = 1,55$ и $1,65 \text{ г/см}^3$; $\bar{L}_y = 1$; $\bar{L}_y = 1,5$. Экспериментальные данные обработаны с использованием программ Microsoft Excel..

На рис. 3 приведены графики осадки основания от нагрузки при плотности $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$ и $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$.

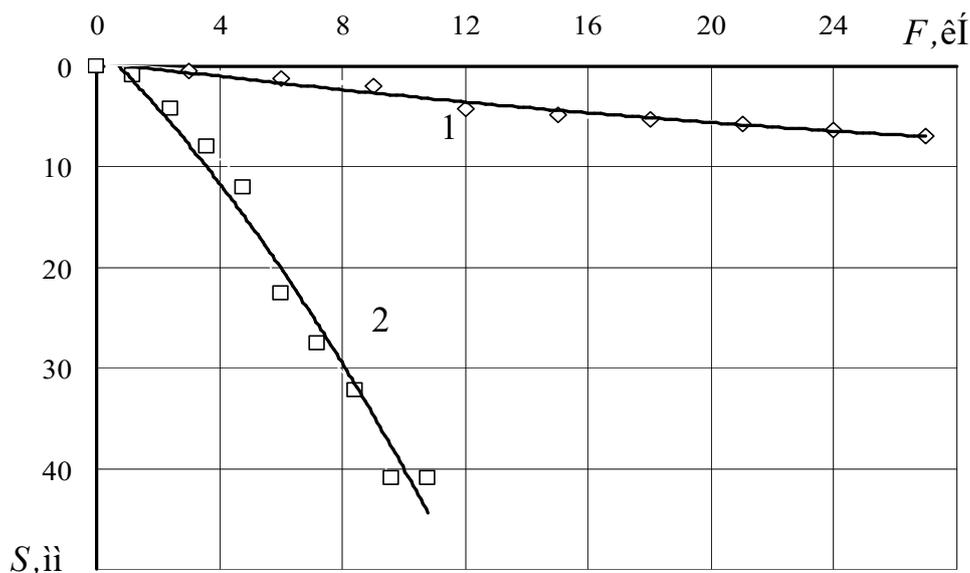


Рис. 3. Зависимость осадки от нагрузки при $d_{st} = 36 \text{ см}$; $\bar{L}_y = 1$; $\bar{e}_y = 0$;
 1- $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$; 2- $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$

По графикам, представленным на рис. 4, 5, можно сделать вывод о влиянии плотности на осадку основания. При повышении плотности наблюдается многократное уменьшение величины осадки основания.

Результаты экспериментов со штампом $d_{st} = 36 \text{ см}$ приведены на рис. 4 (а.....е).

Увеличение плотности основания с $1,55 \text{ г/см}^3$ до $1,65 \text{ г/см}^3$ привело к увеличению несущей способности (см. рис. 3) в среднем на 50 % при $\bar{e}_y = 0$; 35 % $-\bar{e}_y = 0,5$ и 30 % $-\bar{e}_y = -0,5$. В опытах с $\bar{e}_y = 0$ и нагрузках, близких к разрушающим, горизонтальные давления на вертикальные штампы на процент ниже в более плотном основании. Это связано с

большими осадками горизонтального штампа при $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$. При $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$ отсутствуют скачки в величинах боковых давлений и они плавно нарастают во всем диапазоне нагружения.

Эксцентриситеты показали, что величина горизонтальных давлений при положительных эксцентриситетах выше, чем при отрицательных. Это объясняется тем, что при внецентренном нагружении грунт из-под подошвы фундамента смещается в сторону, противоположную эксцентриситету (рис. 4, б, в, г, д, е). Данный вопрос является дискуссионным для специалистов.

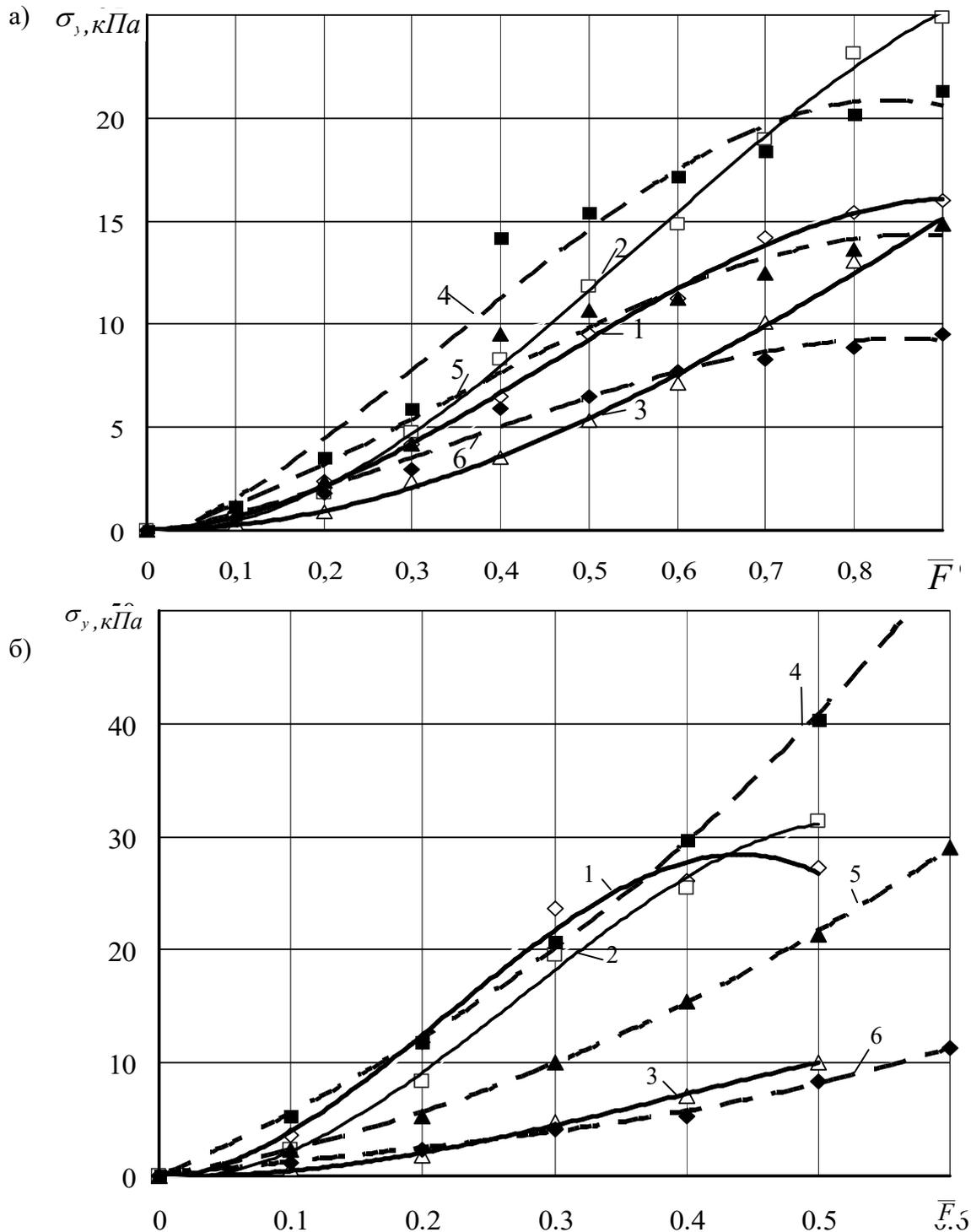
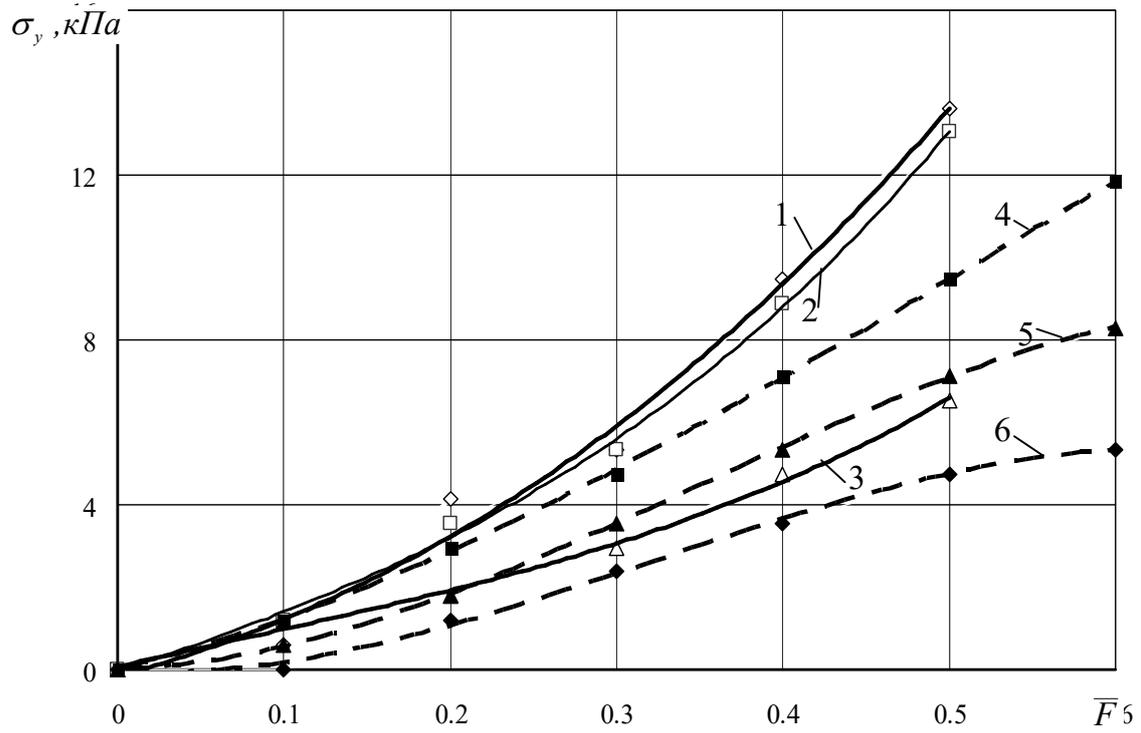


Рис. 4. Зависимость горизонтальных напряжений от уровня и эксцентриситета вертикальной нагрузки, плотности песчаного основания при $\bar{L}_y = 1,5$ (а,б,в) и 1 (г,д,е); $\bar{e}_y = 0$ (а,г); 0,5(б,д); -0,5(в,е); $\bar{L}_z = 1,33$ (1,4); 1,0 (2,5); 0,67 (3,6); сплошные линии – $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$, пунктирные – $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$

в)



г)

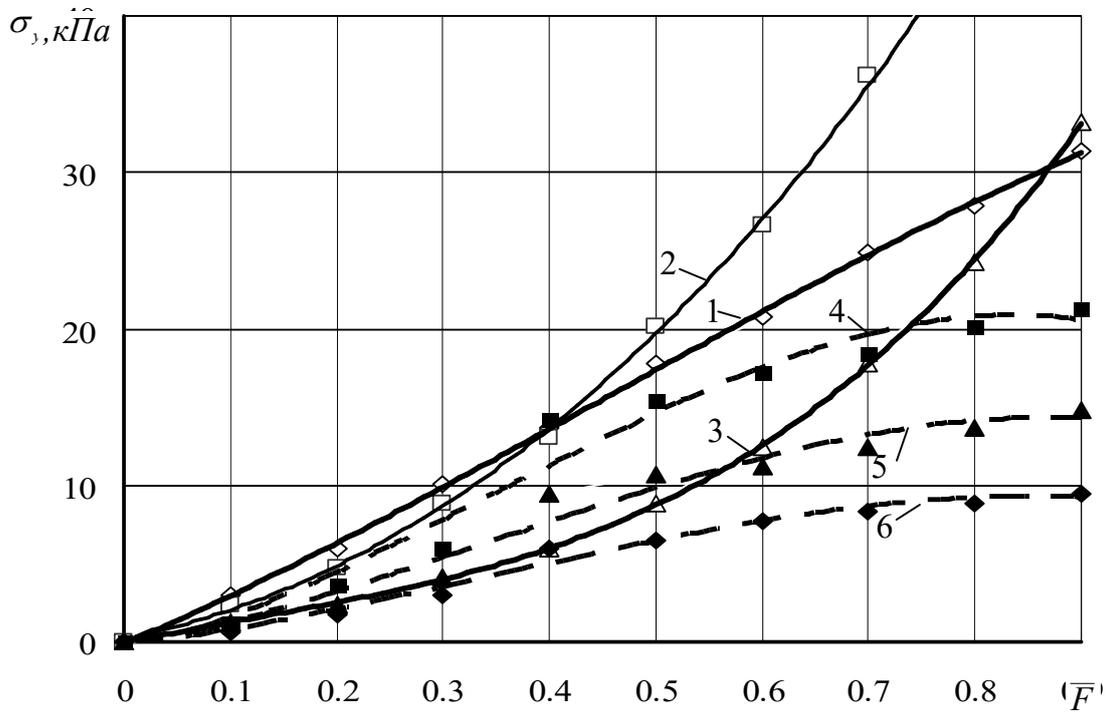


Рис. 4 (продолжение). Зависимость горизонтальных напряжений от уровня и эксцентриситета вертикальной нагрузки, плотности песчаного основания при $\bar{L}_y = 1,5$ (а,б,в) и 1 (г,д,е); $\bar{e}_y = 0$ (а,г); 0,5(б,д); -0,5(в,е); $\bar{L}_z = 1,33$ (1,4); 1,0 (2,5); 0,67 (3,6); сплошные линии – $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$, пунктирные – $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$

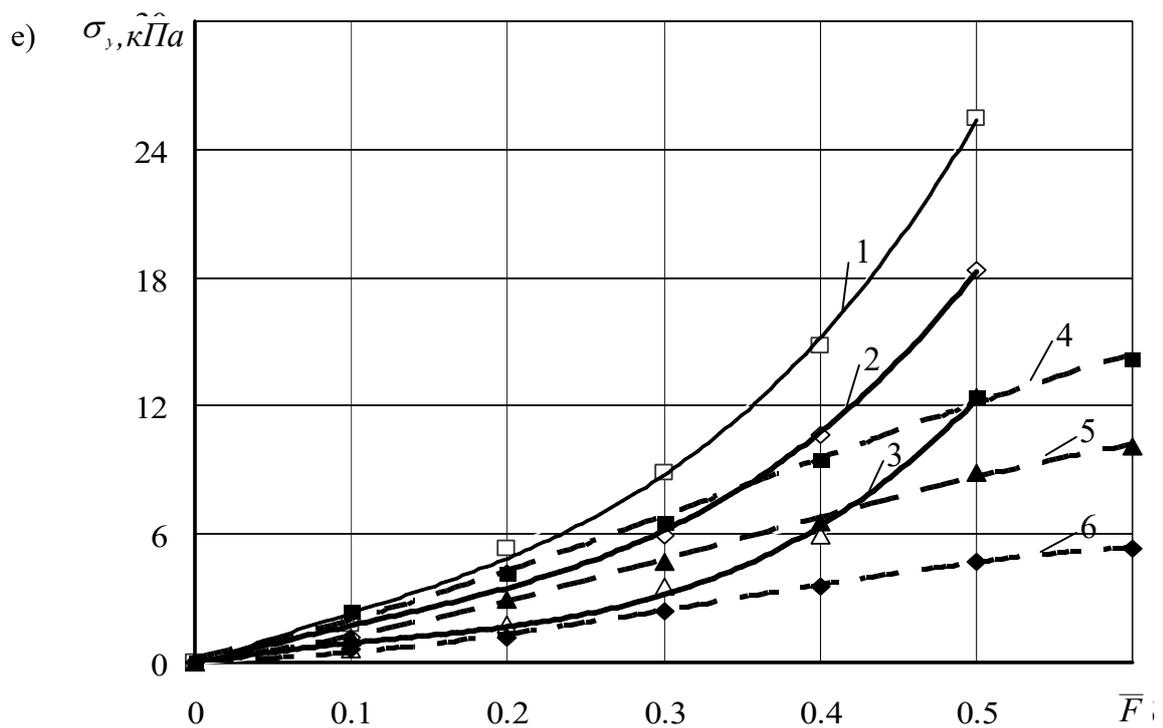
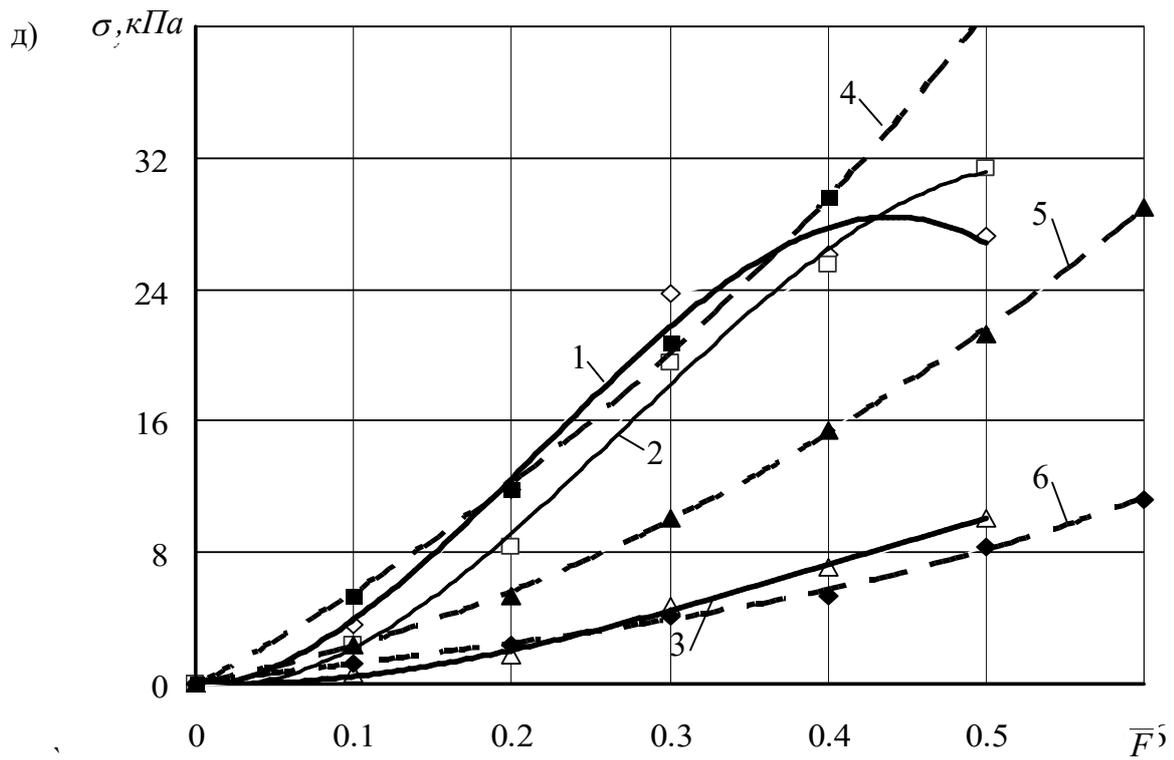


Рис. 4 (продолжение). Зависимость горизонтальных напряжений от уровня и эксцентриситета вертикальной нагрузки, плотности песчаного основания при $\bar{L}_y = 1,5$ (а,б,в) и 1 (г,д,е); $\bar{e}_y = 0$ (а,г); 0,5(б,д); -0,5(в,е); $\bar{L}_z = 1,33$ (1,4); 1,0 (2,5); 0,67 (3,6); сплошные линии – $\rho = 1,55 \text{ г/см}^3$, пунктирные – $\rho = 1,65 \text{ г/см}^3$

Выводы

1. При действии на фундамент вертикальной центральной и внецентренной нагрузки возникают значительные горизонтальные давления на расположенные в грунте конструкции. Величины их зависят от многих факторов, в том числе от плотности основания и знака эксцентриситета.
2. Давление на вертикальные штампы возрастает при смещении силы в положительную область.
3. С увеличением плотности величины горизонтальных давлений несколько снижаются.

Библиографический список

1. Балюра, М.В. Горизонтальные перемещения в основании под жестким штампом/ М.В. Балюра // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – №1. – С. 39-42.
2. Беллиндир, Е.Н. Расчётные и экспериментальные исследования бокового давления грунта на блочной насосной станции Запорожской АЭС/ Е.Н. Беллиндир, А.Л. Гольдин, А.А. Готлиф // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1993. – №2 – С. 10-13.
3. Бронин, В.Н. О влиянии бокового давления грунта на предельную нагрузку и осадку песчаного основания штампа/ В.Н. Бронин, И. Валид // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1992. – №3. – С.8-10.
4. Дубровский, М.П. Определение бокового давления грунта на подпорную стену с учётом кинематики сооружения/ М.П. Дубровский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1994. – №2 – С. 6-9.
5. Экспериментальное исследование горизонтальных напряжений в основании фундамента / Леденев В.В., Мазов А.А., Чуканов М.А., Чуksин В.С.// Вестник ЦРО РААСН, – Вып. 8. – Воронеж-Тамбов, 2009. – С. 161-167.
6. Рекомендации по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной застройки / Правительство Москвы, МосКомархитектуры. – М,1999. – 55 с.
7. Розенвассер, Г.Р. Исследование нормальных давлений на стены заглубленных сооружений / Г.Р. Розенвассер, В.И. Ольмезов, Ю.В. Санжаров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1980. – №3. – С. 8-11.

References

1. M.V Balura, Horizontal displacement in foundation under stiff stamp //Bases, foundations and mechanics of soils.1973.- № 1.- P. 39-42.
2. E.N Bellindir,. Calculation and experimental researches of lateral pressure of soil at block pumping station of Zaporozhsk nuclear power plantnt. / E.N. Bellindir , A.L. Goldin, A.A. Gotlif //Bases, foundation and mechanics of soils. 1993. - №2 – P.10-13.
3. V.N Bronin,. About effect of lateral pressure of soil on limited load and sinking of stamp sandy foundation. / V.N. Bronin, I. Valid // Bases, foundations and mechanics of soils.--1992. -№3- P. 8-10.
4. M.P Dubrovsky,. Determination of ground lateral pressure onto retaining wall with account of kinematics of constructions. // Foundation, foundations and mechanics of soils. – 1994. - №2 – P. 6-9.
5. Experimental research of horizontal pressure in a sub foundation / V.V.Ledenev, A.A.Mazov, M. A. Chukanov, V.S. Chuksin //Bulletin CRS RAABS, 8th extension, Voronezh-Tambov, 2009. – P. 161-167.
6. Recommendations on designing and constructing of grounds and foundations during erection of buildings nearby existing in conditions of compact planning.. Government of Moscow, Mos-Komarkhitektury. – M. – 1999.– 55 p.
7. G.R Rozenvasser,. Research of normal pressures on berried construction walls / G.R. Rozenvasser, V.I. Ol'mezov, Yu.V. Sanzharov of // Bases, foundations and mechanics of soils. – 1980. № 3. – P.8-11.

Ключевые слова: эксперимент, фундамент, основание, деформации, напряжения, плотность.

Keywords: experiment, the base, the basis, deformations, pressure, density.

*Тамбовский государственный
технический университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры
конструкций зданий и сооружений
В. В. Леденев
К-т техн. наук, доц. кафедры
конструкций зданий и сооружений
В. М. Струлев
Аспирант кафедры конструкций
зданий и сооружений
Азама Нилас
Россия, г. Тамбов, тел. +7(475)263-03-80;
e-mail: ctr-tmb@rambler.ru*

*Tambov State Technical University
Dr.Sci.Tech., professor of the department
of "Construction of buildings
and Structures"
V.V.Ledenev
Dr of Tech. Science, Professor of
(Sub)department of Building and
Construction Structures V.M. Strulyov
Postgraduate of (Sub)department of Building
and Structure Constructiion
Azama Nilas
Tambov, Russia, tel. +7(475)263-03-80
e-mail: ctr-tmb@rambler.ru*

В. В. Леденев, В. М. Струлев, Азама Нилас

ВЛИЯНИЕ КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ ОПОРНЫХ ПЛИТНО-СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПЕРЕМЕЩЕНИЯ И НЕСУЩЮЮ СПОСОБНОСТЬ ПЕСЧАНОГО ОСНОВАНИЯ

Приводятся результаты экспериментально-теоретических исследований работы опорных плитно-стержневых конструкций, используемых в распорных системах зданий и сооружений, на песчаном основании при действии плоской системы сил.

V.V. Ledenev, V.M. Strulev, Azama Nilas

INFLUENCE OF SUPPORTED SLABBY FRAMINGS CONSTRUCTIVE CONCEP- TION ON DISPLACEMENT AND BEARING CAPACITY OF SAND BASE

Experimental and theoretical researches results of supported slabby framings work used in thrust systems of buildings and structures on sand base under effect of plane system of forces are analyzed in the article.

Введение

В настоящее время заметно расширяется область применения распорных систем для зданий и сооружений промышленного, сельскохозяйственного, дорожного и спортивно-зрелищного назначения и особенно большепролетных. В связи с этим возрастает степень ответственности плитно-стержневых опорных конструкций за устойчивость здания в целом. При возросшей степени риска зданий, наряду с уточнением методов расчёта устойчивости оснований и более полным использованием его резервов, ставится другая, не менее важная задача по уменьшению затрат на производство опорных конструкций. При этом необходимо учитывать, что несущая способность данных конструкций по их материалу значительно выше, чем по основанию и, как следствие, прочностные характеристики бетона и стали, реализованы частично.

Очевидно, что определение оптимальных конструктивных решений опорных плитно-стержневых систем и исследование механизма контактного взаимодействия этих систем с основанием является актуальной научно-технической задачей.

Оборудование, образцы и методика

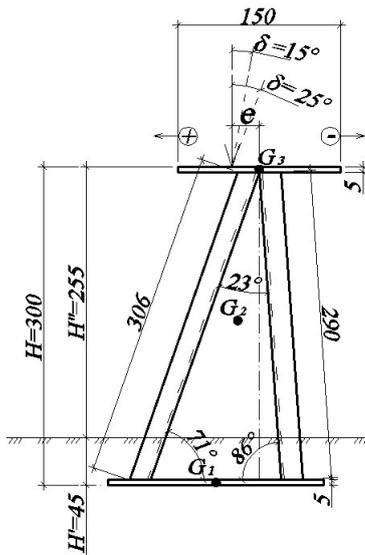
Проведения экспериментальных исследований

Целью исследований являлось экспериментально-теоретическое определение эффективного конструктивного решения опорных плитно-стержневых конструкций при действии плоской системы сил.

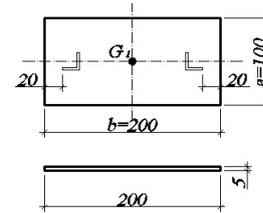
Опыты проводили с четырьмя стальными опорными конструкциями высотой 300 мм (рис. 1), обозначенными М1, М2, М3 и М4 и состоящими из:

- плитной части переменной конфигурации толщиной 5 мм;
- стоек и подкосов, выполненных из уголков 20×20×3 мм;
- прямоугольной базы (верхняя часть) с размерами 150×120 мм толщиной 5 мм.

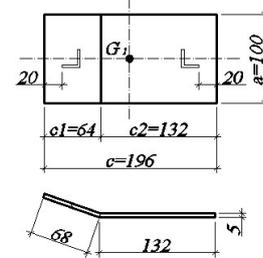
а)



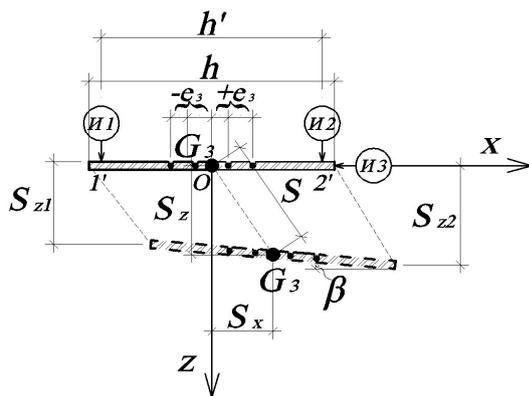
в)



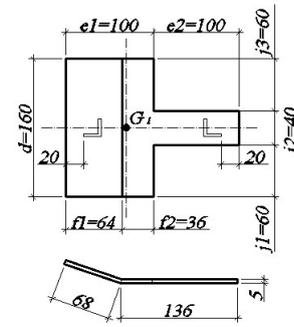
г)



б)



д)



е)

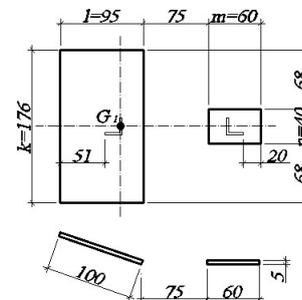


Рис. 1. Внешний вид моделей металлических опорных конструкций и их геометрические размеры с указанием общего центра тяжести “ G_2 ”, центра тяжести подошвы “ G_1 ” и базы модели “ G_3 ” (а), схема установки индикаторов и измеряемые перемещения относительно центра тяжести верхней части “базы” моделей (б), конструктивное решение плитной части для моделей М1 (в), М2 (г), М3 (д) и М4 (е)

Плитные части имели одинаковую площадь контакта – $2 \cdot 10^4$ мм². Угол между подкосом и стойкой в моделях составлял $\approx 23^\circ$, и угол наклона к горизонтали участка плитной части в моделях М2, М3, М4 – 20° .

Конструктивное решение моделей принято на основе предварительно проведенных экспериментально-теоретических исследований для определенных исследуемых нами углов и на основе работ Е. А. Сорочана, который доказал, что оптимальный угол наклона подошвы фундамента к горизонту для распорных конструкций зависит от соотношения горизонтальной и вертикальной составляющих нагрузок на фундамент, значения угла внутреннего трения грунта основания [1, 2], а также из условий ограничения силового воздействия лабораторной установки.

Толщина грунта основания составляла 600 мм. Глубина заложения была принята для всех моделей равной 45 мм. Эксперименты проводились в пространственном металлическом лотке размерами 1700 x 950 x 800 мм, заполненном грунтом и оснащенном рычажной системой нагружения с передаточным числом 1:10. Нагружение проводили ступенчато по 0,1 от разрушающей нагрузки с интервалом 20 минут до условной стабилизации показателей индикаторов.

Основанием являлся мелкозернистый пылеватый песок со следующими физико-механическими характеристиками: влажность $\omega = 4 \dots 5$ %; плотность $\rho \approx 1,7$ г/см³; коэффициент удельного сцепления $c \approx 3$ кПа; угол внутреннего трения $\varphi \approx 28^\circ$; модуль деформации $E \approx 10$ МПа. Каждый слой уплотняли одинаковым количеством ударов трамбовки по одному следу. Величину плотности грунта контролировали методом режущего кольца и пенетрометром. После каждого эксперимента грунт убирали на глубину “2 высоты” модели и укладывали заново.

Угол наклона нагрузки к вертикали принимался равным $\delta = 0, 15^\circ$ и 25° с эксцентриситетом относительно центра тяжести верхней части модели “G₃” равным $e_3 = 0, \pm 15$ мм и ± 25 мм или $\bar{e} = e_3/h = 0, \pm 0,1$ и $\pm 0,167$, где h – горизонтальный размер базы опорной конструкции, равный 150 мм.

Передача нагрузки была принята шарнирной и с частичным защемлением, моделирующим работу опорной конструкции совместно с несущим строением.

Шарнирная передача нагрузки осуществлялась за счёт овального соединения нож – паз, частичное защемление – за счёт прямоугольного соединения нож – паз или шип – паз, где поворот возможен только на начальной стадии нагружения за счёт зазора в соединении.

Нагружение проводили либо до потери устойчивости (опрокидывания) модели, либо до предельной нагрузки, обусловленной силовой возможностью используемого оборудования.

Точность постановки опытов оценивали по сравнению результатов повторных опытов, количество которых было предварительно определено из условий теории планирования.

Результаты экспериментальных исследований

Первые эксперименты для оценки влияния способа передачи нагрузки на несущую способность основания и перемещения базы модели проводились с модели М1. При передаче нагрузки через шарнир несущая способность основания достигает 3,92 кН. Суммарное смещение верхней части модели составляет 4,02 мм, а относительное суммарное смещение на единицу силы нагружения равно 1,025 мм/кН.

При передаче нагрузки в условиях частичного заземления несущая способность составила 7,45 кН, что на 90 % выше по отношению к шарнирной передаче. При этом суммарное смещение верхней части модели составляет 4,75 мм; относительное суммарное смещение на единицу силы нагружения равно 0,638 мм/кН, что меньше в 1,6 раза относительно передачи нагрузки при шарнирном соединении нож – паз.

Результаты экспериментов приведены на рис. 2.

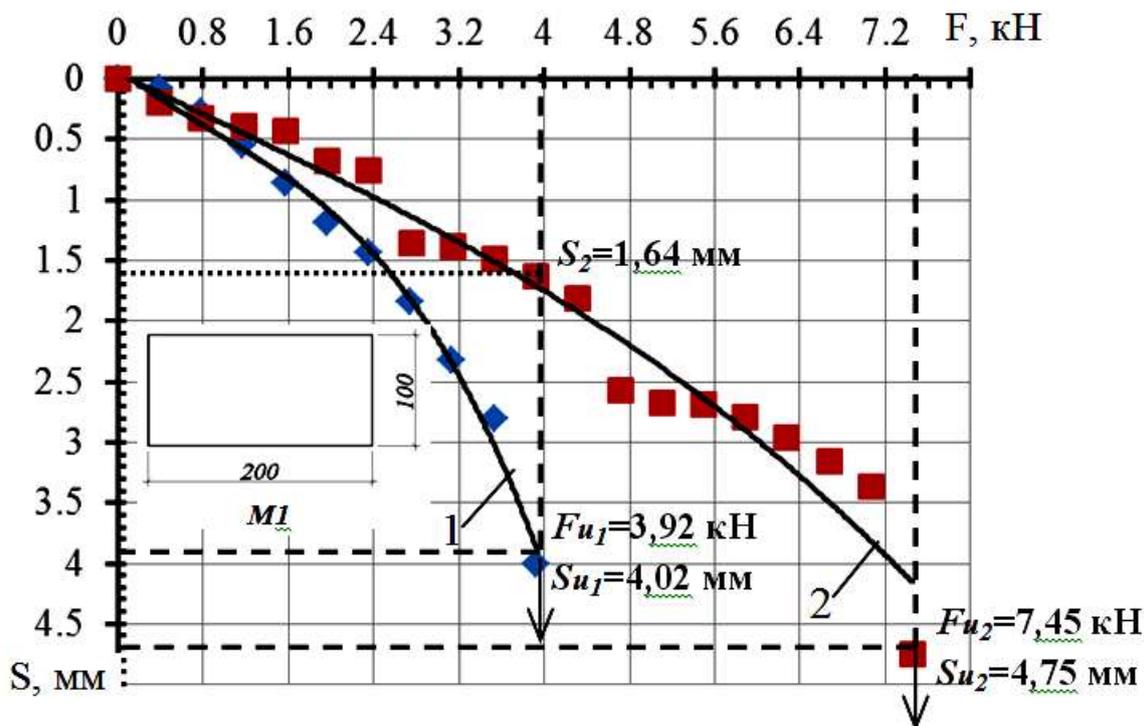


Рис. 2. Графики зависимости относительных суммарных перемещений модели опорной конструкции M1 от нагрузки:
 1 – при шарнирном соединении нож – паз;
 2 – при частичном заземлении

Следующая серия экспериментов была выполнена в условиях шарнирной передачи нагрузки. Анализ полученных результатов показал, что модели M1, M2, M3 целесообразно использовать при углах наклона передаваемой силы к вертикали до 15° и значениях относительного эксцентриситета, равного 0...0,167. Устройство наклонного участка подошвы в модели M2 позволяет уменьшить предельные перемещения на 15...50 % по отношению к моделям M1, M3, M4 при действии наклонной нагрузки к вертикали, равного 15° . Что касается несущей способности основания для модели M2, то при углах наклона к вертикали, равном 15° , и значениях относительного эксцентриситета $\bar{e} = 0...-0,167$, несущая способность не была достигнута из-за силового ограничения оборудования.

Результаты этих экспериментов приведены в табл. 1.

Для обобщения полученных экспериментальных данных был проведен регрессионный анализ и получены формулы, связывающие между собой главные параметры, влияющие на работу моделей плитно-стержневых конструкций, на несущую способность F_u и перемещения S_u от угла наклона передаваемой силы и относительного эксцентриситета.

Несущая способность и перемещения моделей опорных конструкций
М1, М2, М3, М4

\bar{e}	Угол наклона - 0°				Угол наклона - 15°				Угол наклона - 25°			
	F _u , кН	S _{ux} , мм	S _{uz} , мм	S _u , мм	F _u , кН	S _{ux} , мм	S _{uz} , мм	S _u , мм	F _u , кН	S _{ux} , мм	S _{uz} , мм	S _u , мм
М1												
0	11,87	10,47	4,58	11,43	3,92	4,0	0,1	4,00	3,14	3,64	0,05	3,64
0,1	13,53	5,75	6,96	9,03	2,35	4,14	0,09	4,14	-	-	-	-
0,167	12,90	5,14	6,09	7,97	0,78	5,84	0,05	5,84	-	-	-	-
-0,1	-	-	-	-	8,04	5,03	0,92	5,11	-	-	-	-
-0,167	-	-	-	-	13,14	7,43	1,06	7,50	-	-	-	-
М2												
0	4,71	2,99	1,29	3,25	14,71	1,44	0,84	1,67	4,12	6,06	0,14	6,06
0,1	10,00	7,58	4,12	8,63	11,18	5,85	1,01	5,94	0,88	2,50	0,36	2,52
0,167	13,53	4,08	3,30	5,24	5,88	3,76	0,76	3,84	0,59	1,08	0,13	1,09
-0,1	-	-	-	-	13,93	3,61	1,86	4,06	2,94	3,65	0,65	3,71
-0,167	-	-	-	-	14,71	0,87	4,38	4,47	-	-	-	-
М3												
0	2,35	3,98	1,04	4,11	12,77	2,69	3,55	4,45	2,94	4,98	0,145	4,98
0,1	5,64	2,96	1,95	5,41	12,71	3,33	2,98	6,21	1,18	1,47	0,1	1,47
0,167	4,71	4,76	2,05	5,18	6,47	4,97	3,16	5,00	-	-	-	-
-0,1	1,77	3,92	0,51	3,95	11,18	4,52	3,19	5,83	3,53	5,44	0,32	5,45
-0,167	1,18	2,70	0,33	2,72	7,65	7,9	5,28	9,50	4,12	4,58	0,15	4,78
М4												
0	3,53	5,81	2,79	6,44	9,41	7,64	5,72	9,54	5,88	5,38	1,20	5,51
0,1	2,35	6,42	2,93	7,05	10,00	7,31	5,37	9,07	2,35	4,11	0,72	4,17
0,167	6,47	6,27	5,29	8,20	13,53	2,99	5,97	6,67	1,18	7,72	2,81	8,21
-0,1	3,53	5,92	3,19	6,72	8,24	4,92	3,49	6,03	6,47	3,77	0,42	3,79
-0,167	2,94	3,9	1,54	4,19	5,30	7,78	6,12	9,90	11,18	0,48	4,12	4,14

Предварительные теоретические и экспериментальные исследования [3, 4], основанные на поведении конструкции под нагрузкой (например, опрокидывание), позволили определить пути повышения эффективности конструктивного решения опорно-плитно-стержневых конструкций за счет изменения линии действия прикладываемой нагрузки, которая должна проходить через три центра тяжести – базы, всей модели и плитной части. С учетом этого были изготовлены дополнительные четыре стальные модели, обозначенные *М1н*, *М2н*, *М3н* и *М4н*, в которых линия действия наклонной силы под углом 15° проходила через три центра тяжести (рис. 3).

Сравнение полученных результатов при экспериментах с первой и со второй серии моделей представлено в табл. 2.

Приведенные результаты экспериментальных исследований при действии наклонной нагрузки под углом 15° к вертикали новых моделей показали эффективность конструктивного изменения для моделей *М1н*, *М3н* и *М4н* по несущей способности основания до 2,5 раза, однако наиболее эффективной остается модель *М2н*.

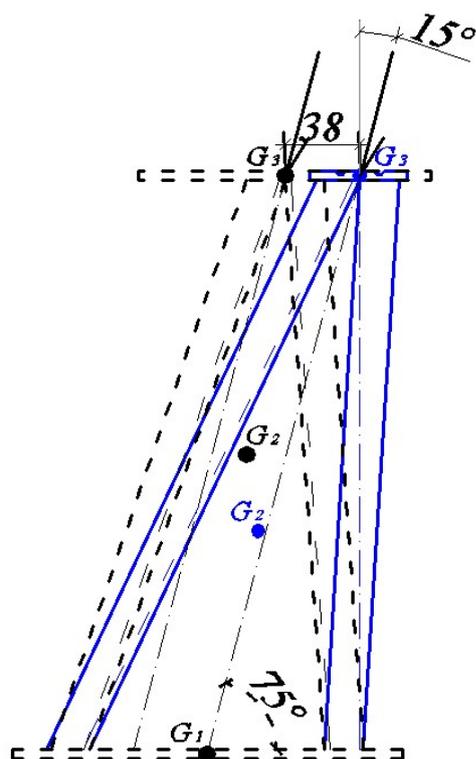


Рис. 3. Конструктивное решение модернизированных моделей плитно-стержневой конструкции

Таблица 2

Значения несущей способности (F_u) и суммарного предельного перемещения (S_u) для первого (М) и второго (Мн) варианта моделей опорных плитно-стержневых конструкций

Модель конструкций	Угол наклона силы, град.					
	0		15°		25°	
	F_u , кН	S_u , мм	F_u , кН	S_u , мм	F_u , кН	S_u , мм
М1	11,87	11,43	3,92	4,00	3,14	3,64
М1н	2,06	3,54	9,41	3,50	3,24	5,23
М2	4,71	3,25	14,71	1,67	4,12	6,06
М2н	4,12	2,17	14,71	1,31	5,30	6,47
М3	2,35	4,11	12,77	4,45	2,94	4,98
М3н	1,18	2,83	13,53	6,15	3,53	5,94
М4	3,53	6,45	9,41	9,54	5,88	5,51
М4н	6,47	6,39	11,77	10,29	4,12	8,22

Полученные результаты свидетельствуют о повышении эффективности использования новой серии опорных конструкций при действии центрально приложенной нагрузки под углом, равным 15°.

Традиционные методы визуального и инструментального обследования, использованные нами, ограничивают контроль состояния исследуемых конструкций. В связи с этим возникает необходимость использования других методов для оценки изменения напряжённо-деформированного состояния конструкций, локализации мест такого изменения и на основе этих результатов окончательно определить наиболее эффективную модель плитно-стержневой конструкции.

Одним из методов является компьютерное моделирование с использованием числовой методики интеграции, основанной на методе быстрого нелинейного анализа Вильсона с пространственными гибридными конечными элементами, реализованными в прикладной программе SAP2000.

Для удобства сравнительного анализа напряженно-деформированного состояния моделей приложенная нагрузка была принята для всех моделей равной минимальной из полученных экспериментальным путём несущих способностей основания моделей плитно-стержневых конструкций – $F_u = 9,41$ кН (М1н).

Полученные значения перемещений базы плитно-стержневых конструкций, давления и изгибающего момента в точках соединения стойки и раскоса с плитой, где они максимальные, приведены в табл. 3.

Таблица 3

Значения перемещений базы плитно-стержневых конструкций (точка G₃),
давления и изгибающего момента в точках соединения стойки и раскоса с подошвой

Модель плитно- стержневых конструкций	Моменты и давления в плите				Перемещения, мм		
	под левой стойкой		под правой стойкой		по осям:		Σ
	М, кН.м/м	Р, кПа	М, кН.м/м	Р, кПа	X	Z	
М1н	2,281	501,3	2,200	507,6	4,28	1,85	4,66
М2н	3,173	459,4	3,743	481,7	- 0,18	0,52	0,55
М3н	2,217	310,9	2,264	471,5	- 2,51	3,05	3,95
М4н	4,27	607,6	0,226	141	8,06	4,19	9,08

Анализ результатов расчета моделей, приведенный в табл. 3, показывает, что минимальные значения изгибающих моментов под стойками получились у моделей М1н и М3н. Значение изгибающих моментов в модели М2н несколько выше, чем в моделях М1н и М3н, однако значение суммарного перемещения, равного 0,55 мм, в 7...16 раз меньше суммарных перемещений других моделей.

Полученные достаточно большие запасы по суммарной осадке для модели М2н позволяют окончательно считать её самой оптимальной из предложенных нами моделей.

Выводы

1. Проведенные экспериментально-теоретические исследования показали существенное влияние конструктивной формы плитно-стержневых опорных конструкций с высокой удельной несущей способностью. Наиболее эффективной конструкцией является прямоугольная подошва с частично поднятой под углом 19° к горизонтали части подошвы (М2) в условиях моментной передачи нагрузки.

2. Определена оптимальная область применения данных конструктивных решений, которая находится в интервале действия наклонной нагрузки $0 \dots 15^{\circ}$ и значений относительного эксцентриситета приложения силы $0 \dots 0,167$. Оценена зависимость несущей способности основания от параметров нагружения, размеров и формы плитно-стержневой опорной конструкции.

3. Показан способ повышения эффективности конструктивных решений стальных моделей в условиях безмоментной передачи усилия, определено напряженно-деформированное состояние элементов плитно-стержневых конструкций.

Библиографический список

1. Сорочан, Е.А. Рекомендации по расчету оснований фундаментов с наклонной подошвой / Е.А. Сорочан, А.С. Снарский, Л.Н. Теренецкий, М.И. Леинов // Госстрой СССР. – М., 1963. – 28 с.
2. Сорочан, Е.А. Фундаменты промышленных зданий / Е.А. Сорочан. – М.: Стройиздат, 1986. – 303 с.
3. Леденёв, В.В. Прочность и деформативность оснований заглубленных фундаментов / В.В. Леденёв. – Воронеж: Изд-во ВГУ, 1990. – 224 с.
4. Леденёв, В.В. Осадка и несущая способность песчаного основания рамных фундаментов / В.В.Леденёв, В.М. Струлёв, Азама Нилас // Известия ОрелГТУ, октябрь – декабрь 2008. – С. 94- 97.

References

1. E.A. Sorochan, Recommendation for design of base foundation with inclined foot [Text] / E.A. Sorochan, A.S. Snarskii, L.N. Terenetski, M.I. Leinov // Gosstroia USSR, 1963. – 28p.
2. E.A Sorochan. Foundations of industrial buildings [Text] / E.A. Sorochan – M.: Stroiizdat, 1986. – 303p.
3. V.V. Ledenev. Durability and deformability of deep foundation bases. [Text] / V.V.Ledenev; Voronezh: Ed. Voronezh state university, 1990. – 224 p.
4. V.V. Ledenev. Framed Foundations Sand Base Settlement and Bearing Capacity[Text] / V.V. Ledenev, V.M.Strulev, Azama Nilas // Orel STU News, october – december 2008. – P. 94-97.

Ключевые слова: опорная плитно-стержневая конструкция, распор, перемещения, напряженно-деформированное состояние, давление, изгибающий момент, конечные элементы.

Keywords: supported slabby framings, thrust, displacement, deflected mode, pressure, bending moment, finite elements.

*Тамбовский государственный технический университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры конструкций зданий и сооружений
В.В. Леденев
Россия, г. Тамбов, тел. 8(475)263-03-80
e-mail: kzis@nnn.tstu.ru
Преподаватель Ханойского архитектурного университета – Вьетнам
Тью Тхи Хоанг Ань
e-mail: chuhoanganh2607@yahoo.com*

*Tambov State Technical University
Dr. of Tech. Sc. in Engineering, Prof. of Dept. of Designs Buildings and Constructions
V.V. Ledenev
Russia, Tambov, tel. 8(475)263-0380
e-mail: kzis@nnn.tstu.ru
Teacher of Hanoi Architectural University
Chu Thi Hoang Anh
e-mail: chuhoanganh2607@yahoo.com*

В.В. Леденев, Тью Тхи Хоанг Ань

ВЛИЯНИЕ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТА НА ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Рассмотрено влияние эксцентриситета на вертикальные перемещения фундамента с применением программы "PLAXIS". Из картин линий равных перемещений основания фундамента, полученных по методике зарубежных специалистов (программа "PLAXIS 8.x"), построены графики зависимости вертикального перемещения от эксцентриситета вертикальной силы.

V. V. Ledenev, Chu Thi Hoang Anh

EFFECT OF ECCENTRICITY ON VERTICAL DISPLACEMENT OF DEEP FOUNDATIONS

Eccentricity effect on foundation vertical displacement with application of program "PLAXIS" is under consideration. With the help of patterns of lines of deep foundation uniform displacement obtained by foreign specialists' technology (program "PLAXIS") there were constructed schedule of vertical displacement dependence on vertical force eccentricity.

Фундаменты глубокого заложения, устраиваемые без нарушения естественной структуры грунта, передают внешнюю нагрузку через подошву и боковую поверхность.

Для их расчета требуется знать характер распределения нормальных и касательных контактных напряжений, области отрыва грунта от основания. Некоторые экспериментальные данные приведены в [1, 3, 4]. Нами показано [3, 4], что перемещения жестких фундаментных конструкций происходят путем вращения вокруг мгновенных центров, положения которых зависят от множества параметров. Другим малоизученным фактором является распределение напряжений и деформаций в грунтовом массиве. В ряде случаев используют фундаментальные уравнения Р. Миндлина о действии силы вблизи поверхности полупространства. Анализ их дан, например, в [2].

Другие подходы к теоретическому анализу напряженно-деформированного состояния основания и ствола опоры описаны в [5]. Современные программы расчета ("PLAXIS 8.x") позволяют получить более обширную информацию.

Рассмотрим пример определения вертикальных перемещений основания буровой опоры в основании из [3]. Диаметр опоры $d = 4\text{ м}$; $h = 16\text{ м}$; $h/d = 4$. Уровень грунтовых вод расположен на отм. -20 м . Основанием служили два слоя грунта: супесь пластичная и среднезернистый песок средней плотности (табл. 1).

Таблица 1

Физико-механические характеристики грунтов основания

Номер слоя	Наименование	$\gamma_s, \text{г/см}^3$	$\gamma, \text{г/см}^3$	w	e	$\varphi, \text{град.}$	$E, \text{МПа}$	$C, \text{МПа}$	$\gamma_{\text{sat}}, \text{г/см}^3$
1	Супесь	2,69	1,98	0,105	0,501	26	12,2	0,018	2,126
2	Песок	2,66	1,71	0,045	0,626	34	10	0,01	2,021

Пусть на опоры передается нагрузка $F=500\text{кН}$ ступенями $0,25F$; $0,5F$; $0,75F$ и F . Геометрические данные об инженерно-геологической ситуации приведены на рис. 1

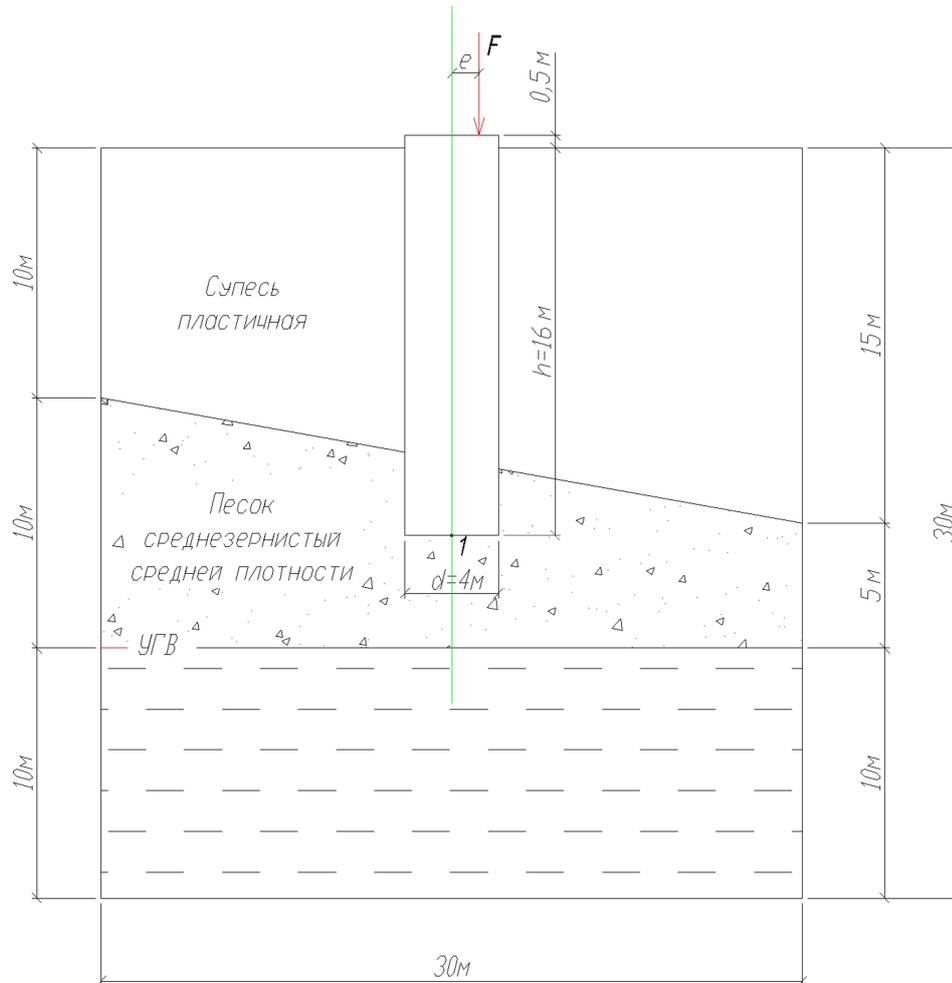


Рис. 1. Схема расположения буровой опоры в двухслойном грунтовом основании

1. Характер вертикальных перемещений основания фундаментов (рис. 2...5)

Рассмотрим картины деформирования основания в виде семейства изолиний вертикальных перемещений в плоскости действия момента. Вокруг опоры формируются поверхности перемещений, симметрия которых нарушается при смещении вертикальной силы от оси. Область деформирования распространяется вниз и в стороны на $3d$ со стороны, противоположной моменту, и более $4d$ со стороны эксцентриситета.

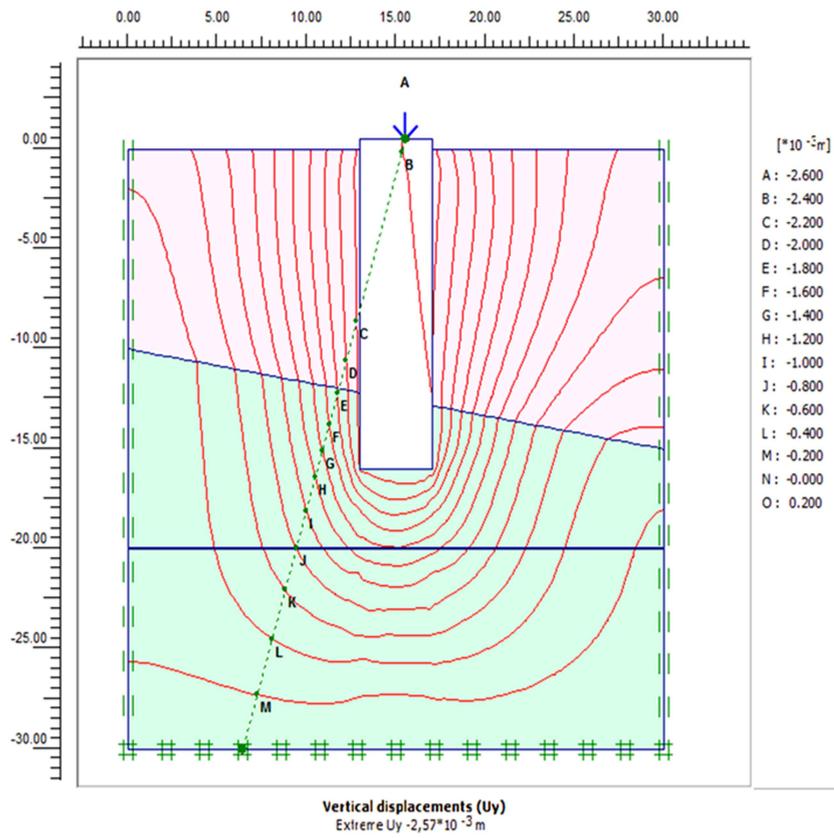


Рис. 2. Вертикальные перемещения основания при $e_0 = 0,25$

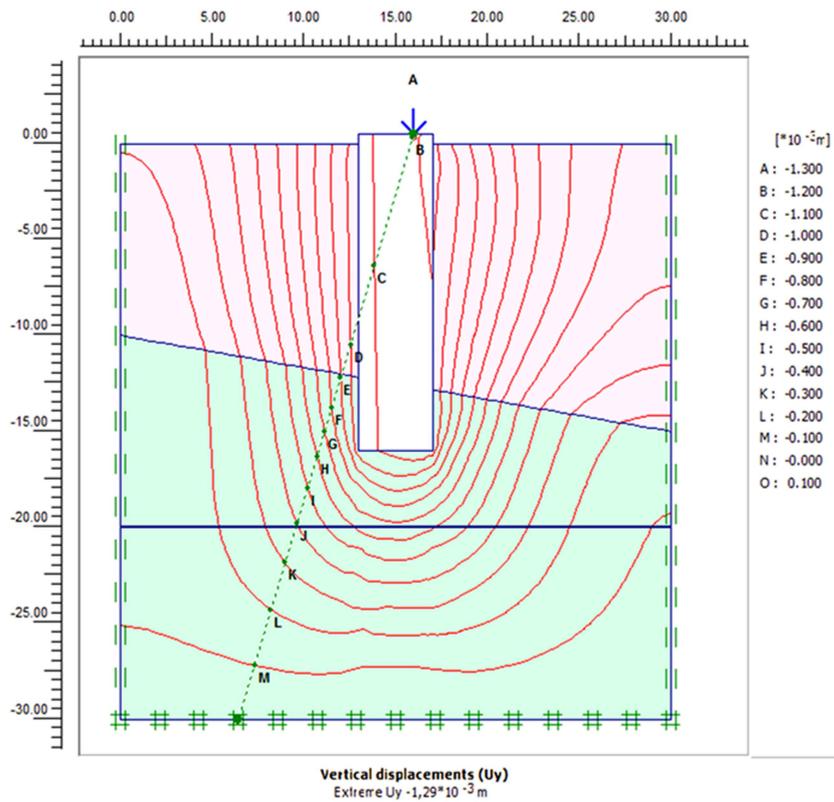


Рис. 3. Вертикальные перемещения основания при $e_0 = 0,5$

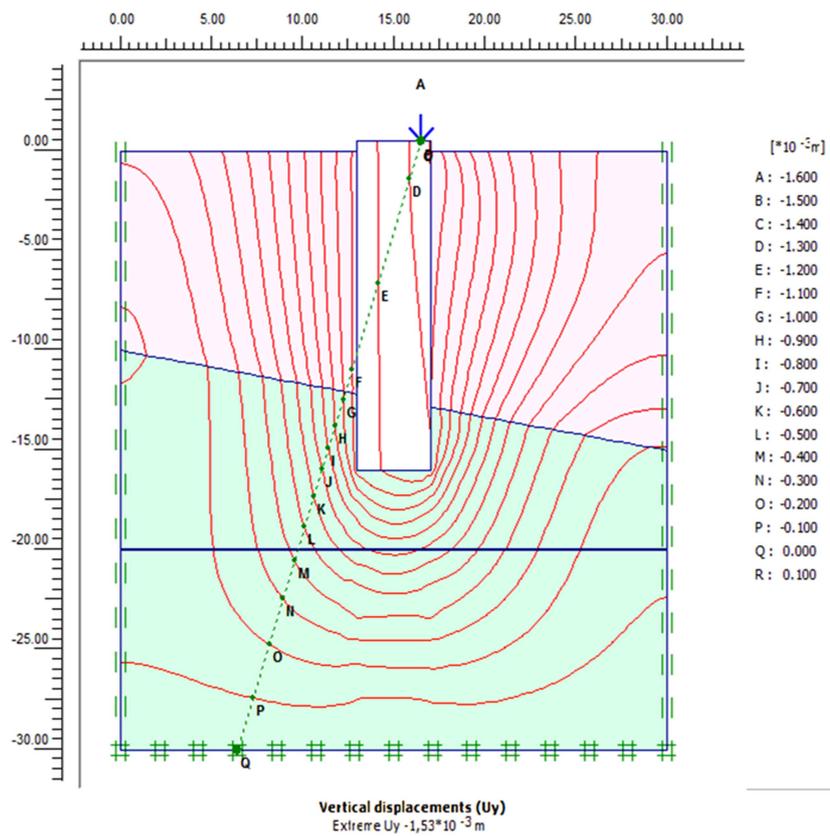


Рис. 4. Вертикальные перемещения основания при $e_o = 0,75$

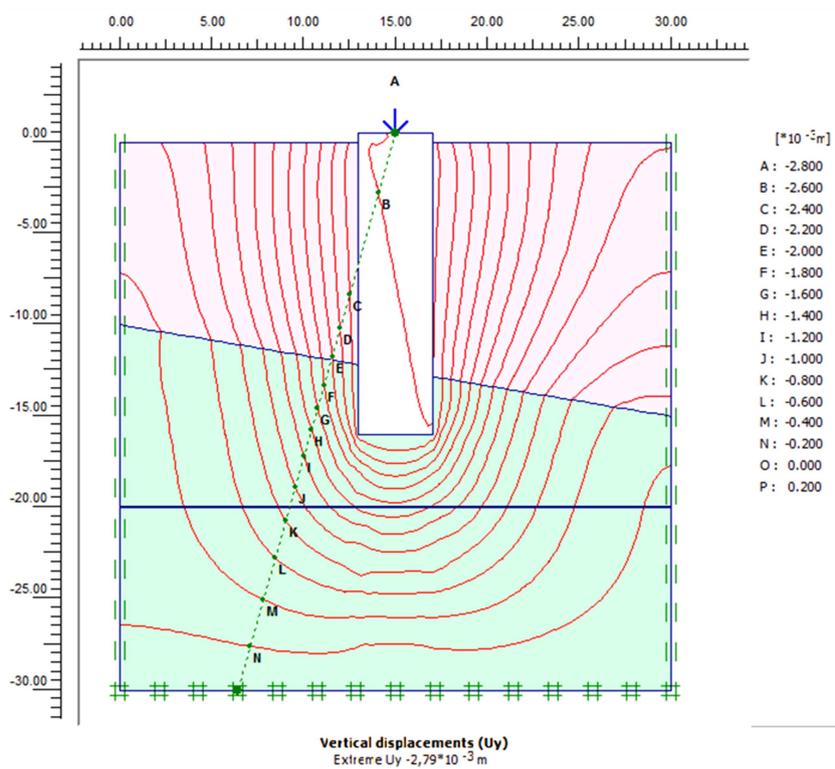


Рис. 5. Вертикальные перемещения основания при $e_o = 0$

2. Определение величины вертикального перемещения подошвы фундамента (табл. 2)

Таблица 2

Величины осадки подошвы фундамента

e_o	0	0,25	0,5	0,75
$U_y, \text{мм}$	-2,58	-2,32	-1,13	-1,23

Наименьшее перемещение получено при $e_o = 0,5$.

Выводы

1. Вокруг нагруженного фундамента глубокого заложения возникают области деформирования, удаленные от поверхности конструкций до $(3...4)d$. Вследствие этого проявляется взаимное влияние рядом расположенных конструкций. Это выявлено нами экспериментально [3,4].
2. Осадки фундамента зависят не только от величины вертикальной силы, но и эксцентриситета.

Библиографический список

1. Буданов, В.Г. Напряженно-деформированные состояния основания горизонтально нагруженной стойки ВЛ / В.Г. Буданов, // Энергетическое строительство, 1975. – №11. – С. 67-72.
2. Кофман, В.А. Распределение напряжений и деформаций от действия нагрузки по круглой площадке внутри грунта / В.А. Кофман, М.И. Горбунов-Посадов // Тр. НИМ оснований и подземных сооружений, 68-й выпуск.– М.,1977. – С.83-111.
3. Леденёв, В.В. Экспериментальное исследование оснований заглубленных фундамента / В.В. Леденев. – Воронеж: ВГУ,1985. – 156 с.
4. Леденёв, В.В. Прочность и деформативность оснований заглубленных фундамента / В.В. Леденев. – Воронеж: ВГУ,1990. – 224 с.
5. Багулин, Ф., Фрэнк Р., Саид У.Х. Теоретическое исследование бокового механизма реакции свай / Ф. Багулин, Р. Фрэнк, У.Х. Саид // Геотехника, 27-й выпуск,1987. – №3 . – С. 405-434.

References

1. V.G. Budanov. Deflected mode of horizontally loaded body base VL // Power Construction., 1975. – №11. – P.67-72.
2. V.A. Coffman, M. I Gorbunov-Possadov. Sress and strain distribution resulted from load on circular platform inside ground // foundations and underground structures, 68-th issue.–M, 1977. – P.83-111.
3. V.V. Ledenev. Experimental study of base buried foundations .– Voronezh: VSU, 1985. – 156p.
4. Ledenev V.V. Strength and deformability of the grounds of buried foundations.
5. 6– Voronezh: VSU, 1990. – 224p.
6. F., Bagulin, R Frank. Y.H Said. Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles // Geotechnique, 27-th edition,1987.– N3. – P. 405–434.

Ключевые слова: фундамент, основание, нагрузка, вертикальное перемещение, эксцентриситет, линии равных перемещений

Keywords: foundation, base, load, vertical displacement, eccentricity, lines of uniform displacement.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛОВ

УДК 624.07+624.04:725.4

*Воронежский государственный
архитектурно-строительный университет
Ст. н. с. кафедры строительных
конструкций, оснований и фундаментов
Н.С. Сова*

*Канд. физ-мат. наук, ст. н. с.
кафедры строительных конструкций,
оснований и фундаментов
И.Ш. Алирзаев
Россия, г. Воронеж, тел. 89601190337;
e-mail: imranalirzaev@yandex.ru.*

*Voronezh State University of Architecture
and Civil Engineering
Scientific Associate of (Sub)department
of Building Structures, Bases and Foundations
N.S. Sova*

*Ph.D. in Physics and Mathematics, Scientific
associate of (Sub)department of Building
Structures, Bases and Foundations
I.Sh. Alirzaev
Voronezh Russia, , tel.: 89601190337;
e-mail: imranalirzaev@yandex.ru..*

Н. С. Сова, И. Ш. Алирзаев

МЕТОДИКА ПРИМЕНЕНИЯ СИСТЕМАТИЗИРОВАННЫХ ТАБЛИЧНЫХ ФОРМ В ТЕХНИЧЕСКОМ ОБСЛЕДОВАНИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Приводится методика обследований зданий и сооружений с применением систематизированных специальных табличных форм, которые позволяют совместить сбор, обработку и оформление информации о техническом состоянии грунтов оснований и строительных конструкций. Предлагаемые табличные формы охватывают основные этапы технического обследования и отражают их взаимосвязь.

N. S. Sova, I. Sh. Alirzaev

METHOD OF SYSTEMATIZED TABULAR FORMATS FORMS DURING TECHNICAL INSPECTION OF CONSTRUCTIONS AND BUILDINGS

Technique of building and construction inspection with application of special systematized tabular forms which allow to combine gathering and processing information about technical ground state of bases and building structures is given. Suggested forms cover main stages of technique inspection and reflect their interrelation.

Введение

Состав и содержание работ по этапам технического обследования зданий и сооружений регламентированы нормативными документами [1-2] и освещены в руководствах по обследованию. Согласно этим источникам, систематизация и оформление материалов технического обследования является заключительным этапом, к которому, в основном, приступают лишь тогда, когда уже известны результаты полевых работ, камеральных исследований, поверочных расчетов и т.д. С другой стороны, именно систематизация может показать пробелы в сборе и анализе информации, недостаточность собранных сведений, заставив вернуться к предыдущим этапам обследования. Следовательно, систематизация должна начинаться с самого начала обследований и выполняться параллельно со сбором и обработкой информации.

1. Основные цели и структурная схема методики

Методика технического обследования с применением систематизированных табличных форм разработана на основе существующих нормативных документов и опыта обследования зданий и сооружений. Разумеется, рассматриваемая методика не противоречит ни нормативным документам, ни отраслевым нормам. Наоборот, использование предлагаемой методики совместно с существующими нормативными документами позволяет значительно упорядочить технический отчет, повысить его информативность и облегчить читаемость.

Основными целями предлагаемой методики являются:

- систематизированная, наглядная и единообразная форма представления результатов технических обследований для всех конструктивных элементов зданий и сооружений;
- строгая увязка оценок технического состояния конструктивных элементов с первичной информацией, полученной в результате полевых работ, камеральной обработки, поверочных расчетов и т.д.;
- предотвращение ошибок при сборе, обработке и анализе информации, вызванных небрежностью, невнимательностью и т.п.;
- оперативная переработка материалов технических обследований по мере их накопления;
- совмещение оформления результатов технических обследований с процессом их получения.

В данной методике с помощью систематизированных табличных форм заранее создаются ячейки для сбора и обработки информации о техническом состоянии обследуемых конструкций и грунтов оснований. Для всех конструктивных элементов таблицы имеют единую структуру, с помощью которой достигается единообразие изложения информации. В процессе обследования в соответствующих ячейках составленных таблиц систематически по мере появления накапливаются структурированные результаты полевых работ, камеральной обработки, поверочных расчетов и т.д., в результате чего формируется информационная модель объекта обследования. Количественные показатели и материалы, подтверждающие достоверность и объективность представленной в таблицах информации, приводятся в приложениях, где собраны необходимые схематические планы и разрезы, карты дефектов и повреждений, эскизы и фотографии, поверочные расчеты, акты вскрытий и испытаний и т.д. На эти материалы делаются соответствующие ссылки в рабочих таблицах. Такое разбиение обеспечивает два уровня изложения материала: краткие качественные сведения в таблицах и более детальные количественные результаты в приложениях.

По содержанию систематизированные таблицы делятся на первичные и вторичные формы (рис. 1). В первичных таблицах (для грунтов оснований и всех конструктивных элементов) содержатся систематизированная совокупность результатов визуальных, инструментальных обследований, камеральной обработки и соответствующие ссылки на материалы соответствующих приложений.

Во вторичных (сводных) таблицах содержатся результаты оценок технического состояния всех конструктивных элементов, координаты, масштабы, причины выявленных дефектов и повреждений и способы их устранения. Эти таблицы являются результатом переработки первичных таблиц, и приводимая в них информация полностью согласовывается с таблицами для отдельных конструктивных элементов.

Согласно структурной схеме рассматриваемой методики, представленной на рис.1, систематизированные табличные формы охватывают основные этапы обследования и отражают их взаимосвязь. Ниже даются описания этих этапов.

На первом этапе (рис. 1) проводятся подготовленные работы согласно [1-2]. Для дальнейших предварительных (визуальных) и детальных (инструментальных) обследований здание или сооружение разбивается на составляющие конструктивные элементы и для каж-

дого из них в соответствии с нормативными документами и техническим заданием заказчика составляются первичные таблицы. Количество, полнота, степень детализации и глубина проработки первичных таблиц в каждом конкретном случае определяется в зависимости от поставленных конкретных задач в техническом задании.

Этапы	Содержание работ по этапам
1	Подготовка к проведению обследования и составление первичных таблиц (для грунтов оснований и конструктивных элементов)
2	Сбор, обработка, систематизация и анализ информации, определяющей техническое состояние конструктивных элементов здания и сооружения: <ul style="list-style-type: none"> • качественные результаты в первичных таблицах; • количественные результаты в приложениях (эскизы, фотографии, акты, поверочные расчеты и т.д).
3	Составление сводных (вторичных) таблиц на основе первичных таблиц: <ul style="list-style-type: none"> • таблицы с оценкой технического состояния грунтов оснований и всех конструктивных элементов здания или сооружения; • таблицы дефектов и повреждений с указанием координат, категории, масштабов и причин выявленных дефектов и повреждений.
4	Разработка технических решений (при необходимости) по восстановлению или усилению конструкций

Рис. 1. Структурное содержание методики

При составлении первичных таблиц устанавливается последовательность конструкций с учетом их взаимосвязи: сначала грунты основания, фундаменты, затем элементы каркаса, стены, перекрытия и т.д. При этом в каждой таблице выделяются два блока (рис. 2).

В первом блоке для несущих и ограждающих конструкций указываются тип конструкций и фактические размеры расчетных сечений конструкций или ссылки на эскизы, составленные по результатам инструментальных обследований, которые приводятся в приложениях. При наличии проектной документации приводится номер чертежей или ссылка на серию. Пролеты и шаг несущих конструкций, формы и размеры узлов стыковых сопряжений элементов и их опорных частей, а также другие геометрические параметры также приводятся в приложениях в виде графических материалов.

В первом блоке для грунтов основания указывается их название согласно ГОСТ25100-95 и дается ссылка на материалы инженерно-геологических изысканий.

Конструктивное исполнение, содержание дефекта, повреждения и отклонения	Наличие отклонений	Материалы, подтверждающие достоверность результатов
1	2	3
I. Конструктивное исполнение		
II. Вид дефекта, повреждения и отклонения		

Рис. 2. Структурное содержание первичных таблиц

Во втором блоке первичных таблиц приводится систематизированная совокупность наиболее часто встречаемых на практике характерных дефектов и повреждений, определяющих техническое состояние грунтов оснований и строительных конструкций, и перечисляются все возможные отклонения от требований действующих норм для соответствующего

конструктивного элемента. Описания дефектов и повреждений даются понятным техническим языком и излагаются с использованием терминов и определений, установленных соответствующими нормативными документами, а при их отсутствии - общепринятых в научно-технической литературе.

Все перечисленные отклонения также представляются в определенной логической структуре и классифицируются по четырем признакам:

- связанные с изготовлением конструкции;
- связанные с возведением конструкции;
- вызванные физическим износом и нарушениями правил эксплуатации;
- обусловленными недостатками проектных решений или изменением норм.

Необходимо отметить, что приведенная классификация отклонений является условной и границы между ними не являются строгими.

Многочисленность возможных дефектов и повреждений такова, что все отклонения заранее невозможно учесть в рамках рабочих таблиц. В случае обнаружения непредвиденных отклонений в процессе обследования соответствующие таблицы дополняются.

Таким образом, первичные таблицы позволяют сконцентрировать существенную, ранжированную и классифицированную информацию по каждому конструктивному элементу. Составленные, частично заполненные и распечатанные таблицы в дальнейшем используются как полевой журнал при выполнении визуальных и инструментальных обследований.

Первичные таблицы не заменяют специальные знания, они являются дополнительным накопителем памяти, который пробуждает знание в нужный момент времени и направляет внимание экспертов на наиболее распространенные недопустимые отклонения, характерные для соответствующей конструкции. Поэтому их следует рассматривать не как набор жестких правил, а как систему ориентиров.

На втором этапе с применением первичных таблиц осуществляется сбор, обработка, систематизация и анализ информации, полученной в ходе визуальных и инструментальных обследований. В процессе визуальных и инструментальных обследований по мере выявления информации во втором блоке эксперты делают необходимые пометки о наличии или отсутствии конкретного дефекта и повреждения. Для несущих строительных конструкций с учетом выявленных дефектов и повреждений согласно п.10 [2] производятся поверочные расчеты (в случае необходимости), а для ненесущих конструкций – сопоставления фактических контролируемых параметров с соответствующими нормативными значениями. Отсутствие информации о наличии или отсутствии перечисленных отклонений может привести к появлению разрывов в представлении материалов по обследованию. Поэтому во втором столбце таблиц фиксируются как утвердительные, так и отрицательные выводы. В утвердительном ответе «да» отражается наличие того или иного отклонения, в отрицательном «нет» – его отсутствие. Пустые, незаполненные информацией клетки рабочих таблиц выступают в роли своеобразного сигнала о необходимости поиска недостающей информации.

После сбора, обработки и анализа полученной информации следует ее практическое использование с целью оценки технического состояния конструктивных элементов.

На третьем этапе на основе первичных таблиц и количественных материалов, приведенных в приложениях, где собраны необходимые схематические планы и разрезы, карты дефектов и повреждений, эскизы и фотографии, составляются сводные таблицы:

1. Таблицы с оценкой технического состояния всех конструктивных элементов (рис. 3);
2. Таблицы дефектов и повреждений (рис. 4).

В первых сводных таблицах производится оценка технического состояния грунтов основания и строительных конструкций. Техническое состояние конструктивных элементов при этом классифицируется по 5 категориям согласно эксплуатационной надежности и долговечности в зависимости от характера и степени обнаруженных отклонений [2]. Категория

технического состояния всех конструктивных элементов устанавливается в зависимости от оценок фактических значений контролируемых параметров, полученных на основе первичных (рабочих) таблиц. Для убедительности приводимой информации в сводных таблицах даются соответствующие ссылки на рабочие таблицы. Выводы, к которым пришли при оценке технического состояния, становятся очевидными при анализе соответствующей рабочей таблицы. Таким образом, техническое состояние отдельных конструктивных элементов становится ясным без трудоемкого прочтения и анализа всего основного текста.

Конструктивные элементы	Соответствия требованиям действующих норм			Категория технического состояния	Ссылки на рабочие таблицы
	по несущей способности	по пригодности к нормальной эксплуатации	по долговечности		
1	2	3	4	5	6

Рис. 3. Структурное содержание сводной таблицы с оценкой технического состояния всех конструктивных элементов

Собранные воедино результаты позволяют объективно получить на их основании обоснованные выводы о техническом состоянии здания или сооружения в целом.

Второй сводной таблицей является ведомость дефектов и повреждений, которая составляется также на основе первичных таблиц и содержит информацию, извлеченную из них. В общем случае она переводит первичные таблицы в форму, которая представляет координаты, масштабы, причины выявленных дефектов и повреждений и способы их устранения.

№ п/п	Название конструктивного элемента	Координаты	Вид дефектов и повреждений	Категория опасности	Причины появления дефектов и повреждений	Рекомендации по ремонту и усилению	Объемы
1	2	3	4	5	6	7	8

Рис. 4. Структурное содержание таблицы дефектов и повреждений

Содержимое ведомости дефектов и повреждений строго увязывается с первичными таблицами и имеет точные постраничные ссылки, позволяющие найти необходимые подробности выявленных отклонений. Все отклонения обязательно должны быть описаны именно в той форме, в какой это было в рабочих таблицах. С этой целью все отклонения, выделенные в рабочих таблицах, последовательно копируются в ведомость дефектов и повреждений, где имеется на них ссылка. При этом необходимо придерживаться избранного порядка составления рабочих таблиц. Такое соответствие обеспечивает проверку корректности вводимой информации в ведомости дефектов и повреждений. В случае необходимости дается ссылка на соответствующие чертежи, схемы и эскизы.

Определение возможных причин появления дефектов и повреждений для каждого конструктивного элемента, являясь центральным, узловым моментом, нередко заставляет возвращаться к предыдущим этапам обследований, чтобы добавить недостающую информацию о конструкциях. Обычно при обследованиях возникает несколько версий причин возникновения

дефектов и повреждений. Кроме того, нередко отклонения могут наступить под воздействием не одной определенной причины, а ряда причин, действующих самостоятельно. Например, причиной появления трещин в кирпичных стенах может быть как снижение прочностных характеристик кладки (прямые сведения), так и осадка грунтовых оснований, которая, в свою очередь, вызвана воздействием влаги, попавшей в грунт из-за нарушения герметичности элементов системы водоснабжения либо канализации (косвенные сведения). Поэтому при установлении причинно-следственной связи для выявленных отклонений наряду с прямыми сведениями должны быть изучены также косвенные показатели, которые, как может показаться на первый взгляд, не имеют прямого отношения к обследуемой конструкции.

На четвертом этапе, исходя из категории технического состояния, разрабатываются технические решения по восстановлению или усилению конструктивных элементов. При выборе метода усиления конструкции в конкретных условиях необходимо учитывать информацию о причинах обнаруженных дефектов и повреждений, качественной и количественной их оценки, собранной в первичных и сводных таблицах.

2. Примеры составления первичных и сводных таблиц

Для иллюстрации описанной выше методики ниже приведены примеры составления первичных и сводных таблиц для отдельных несущих и ограждающих конструктивных элементов (табл. 1-4). С целью упрощения количество таблиц для отдельных конструктивных элементов сокращено. Приведенные в рабочих таблицах дефекты и повреждения не являются исчерпывающими характеристиками соответствующих конструкций и служат лишь для иллюстрации наиболее распространенных отклонений.

Таблица 1

Пример составления первичной таблицы для несущих элементов.
Кирпичная стена

Конструктивное исполнение, содержание дефекта, повреждения и отклонения	Наличие отклонений	Материалы, подтверждающие достоверность результатов
1	2	3
А. Конструктивное исполнение		
Толщина -510 мм, полнотельный кирпич-М75, цементный раствор-М25		
Б. Вид дефекта, повреждения и отклонения		
Отсутствие и повреждения гидроизоляции в цокольной части	нет	
Расположение гидроизоляции ниже отмостки	нет	
Отсутствие подоконных сливов	нет	
Ослабление стен непроектными отверстиями и проемами	нет	
Замачивание кладки	да	1
Увлажнения, высолы на поверхности стен	нет	
Размораживание и выветривание кладки	да	
Отслоение и отпадение штукатурного слоя	да	
Повреждения наружного слоя цоколя	нет	
Повреждение карнизных свесов	нет	
Разрушения кладки в зонах карнизов	нет	
Разрушения кладки в зонах подоконных участков	нет	
Горизонтальные трещины по швам кладки	нет	

¹ Приводится ссылка на графические материалы

Окончание табл. 1

Конструктивное исполнение, содержание дефекта, повреждения и отклонения	Наличие отклонений	Материалы, подтверждающие достоверность результатов
1	2	3
Наклонные и вертикальные поверхностные трещины	нет	
Вертикальные трещины между продольными и поперечными стенами	нет	
Наличие сквозных вертикальных и наклонных трещин	нет	
Отслоение наружных стен от внутренних поперечных в местах взаимного примыкания	нет	
Трещины в местах опирания несущих конструкций	нет	
Отклонение стен от вертикали	нет	
Выпучивание стен	нет	
Расслоение кладки		
Трещины, вызванные неравномерностью осадок грунтов основания	нет	
Трещины, вызванные разностью степени загрузки соседних участков	нет	
Наличие развивающихся трещин	нет	
Несоответствия проектных решений требованиям действующих норм	нет	
Недостаточная несущая способность	нет	

Таблица 2

Пример составления первичной таблицы для ограждающих элементов.
Кровля

Конструктивное исполнение, содержание дефекта, повреждения и отклонения	Наличие отклонений	Материалы, подтверждающие достоверность результатов
1	2	3
А. Конструктивное исполнение		
Совмещенная		
Б. Вид дефекта, повреждения и отклонения		
Пузыри и вздутия в кровельном ковре	нет	
Разрывы и вмятины кровельного покрытия	да	
Наличие запыления или заиливания участков кровли	нет	
Снижение теплозащитных свойств утеплителя	нет	
Замачивание утеплителя	нет	
Нарушение разуклонки кровли. Застой воды на кровле	нет	
Засорение приемных воронок, желобов и труб	нет	
Нарушение сопряжения кровли с выступающими элементами на покрытия (фонарные конструкции, вентиляционные шахты, парапеты и т.п.)	нет	
Отсутствие металлических фартуков и свесов	нет	
Повреждение кровли в зоне карниза	да	
Утяжеление кровли	нет	

Таблица 3

Пример составления сводной таблицы с оценкой технического состояния всех конструктивных элементов

Конструктивные элементы ²	Соответствия требованиям действующих норм			Категория технического состояния	Ссылки на рабочие таблицы
	По несущей способности	По пригодности к нормальной эксплуатации	По долговечности		
1	2	3	4	5	6
Фундаменты	да	да	да	Исправное	
Кирпичные несущие стены	да	да	нет	Ограниченно работоспособное	3
Железобетонные плиты покрытия	нет	нет	нет	Недопустимое	
Кровельные покрытия	-	нет	нет	Ограниченно работоспособное	

Таблица 4

Пример составления таблицы дефектов и повреждений

Название конструктивного элемента	Координаты	Вид дефектов и повреждений	Категория опасности	Причины появления дефектов и повреждений	Рекомендации по ремонту и усилению	Объемы
1	2	3	4	5	6	7
Кирпичные несущие стены		Замачивание кладки. Размораживание и выветривание кладки. Отслоение и отпадение штукатурного слоя	Б	Поврежденные кровли в зоне карниза	Восстановить штукатурный слой. Выполнить ремонт кровли	45 м ²
Железобетонные плиты покрытия		Замачивание бетона. Выщелачивание бетона	Б	Разрывы и вмятины кровельного покрытия	Ремонтировать согласно рекомендациям. Выполнить ремонт кровли	216 м ²
Кровельные покрытия		Разрывы и вмятины кровельного покрытия. Повреждение кровли в зоне карниза	Б	Некачественное выполнение ремонтных работ	Выполнить ремонт кровли	50 м ²

² Перечисляются все несущие и ограждающие конструктивные элементы

³ Указывается номер соответствующей первичной таблицы

Выводы

Приведенная выше методика применения систематизированных табличных форм способствует четкому структурированию всех полученных материалов и фиксирует результаты всех этапов обследований: цель исследования; первичную информацию, собранную в первичных таблицах в структурированном виде; выводы в сводных таблицах, полученные в ходе обработки и анализа данных. Благодаря использованию такого рода структуры, выявленная значимая информация для каждого конструктивного элемента становится четко систематизированной. При помощи такой схемы также легко можно увидеть возникшие противоречия между отдельными, уже установленными фактами и принять решение об осуществлении дополнительного обследования. Применение систематизированных табличных форм позволяет систематизировать и оптимизировать работу, направленную на повышение результативности проводимых обследований, и имеет следующие преимущества по сравнению с традиционно принятой описательной текстовой формой:

- сокращение разрыва между получением и оформлением результатов;
- систематизированная, наглядная и компактная форма оформления;
- единые структура и стиль оформления для всех конструктивных элементов;
- упрощение поиска нужной информации;
- удобная форма сопоставления результатов обследований, проводимых в разные периоды (при мониторинге);
- обобщение опыта обследования строительных конструкций в таблицах, которые в будущем становятся базой для обследования аналогичных конструкций для других объектов.

Библиографический список

1. ГОСТ Р 53778-2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – М.: Стандартиформ, 2010. – 66 с.
2. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. Госстрой РФ ГУ ЦПП. – 2003. – 28 с.

References

1. State Standard R 53778-2010. Buildings and constructions. Rules of inspection and monitoring of the organic status. -M.: Standartinform, 2010. – 66 p.
2. SP 13-102-2003. Rules of inspection of bearing structures of buildings and constructions. Gosstroy RF GU ZPP. – 2003. – 28 p..

Ключевые слова: техническое обследование, систематизированные табличные формы.

Keywords: technical inspection, systematized tabular forms.

Воронежский государственный
архитектурно-строительный
университет

Канд. техн. наук, проф. кафедры
строительной механики

А. Н. Синозерский

Р.А. Мухтаров

Россия, г. Воронеж, тел. 8(473)2715230;

e-mail: rinat19611@rambler.ru

Voronezh State University
of Architecture
and Civil Engineering

PhD of Technical Science, Professor of Construc-
tional Mechanics Department

A .N. Sinezyorsky

R.A. Muhtarov

Voronezh, Russia tel.: +7(473) 2715230

e-mail: rinat19611@rambler.ru

А. Н. Синозерский, Р. А. Мухтаров

**ЗАВИСИМОСТЬ УСЛОВНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ, ХАРАКТЕРИЗУЮЩИХ НИЖНЮЮ
ГРАНИЦУ ОБРАЗОВАНИЯ МИКРОТРЕЩИН МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА
28-ДНЕВНОГО ВОЗРАСТА, ОТ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТА ПРИЛОЖЕНИЯ
С ПОСТОЯННОЙ СКОРОСТЬЮ СЖИМАЮЩЕЙ СИЛЫ**

Для сравнения условных деформации $\varepsilon_\tau(e_f)$ и ε_τ при сжатии рассматривается ряд зависимостей коэф-
фициента увеличения $k_\tau(e_f)$. Приводится выражение для определения условных деформации $\varepsilon_\tau(e_f, \theta)$ начала
образования микротрещин в зависимости от эксцентриситета приложения сжимающей силы.

A.N. Sinozyorsky. R.A. Muhtarov

**DEPENDENCE OF CONVENTIONAL STRAIN CHARACTERIZING LOW BOARDER
OF MICROCRACK FORMATION OF 28DAYS AGE FINE CONCRETE
ON ECCENTRICITY OF APPLICATION WITH CONSTANT SPEED
OF COMPRESSIVE FORCE**

Some dependences of magnification factor $k_\tau(e_f)$. is under analysis in order to compare conventional strains
 $\varepsilon_\tau(e_f)$ and ε_τ . Formula for conventional strain deformation $\varepsilon_\tau(e_f, \theta)$ of beginning microcrack propagation depending
on eccentricity of compression force application is formulated.

В опытах на центральное сжатие коротких призм из мелкозернистого бетона с отно-
сительной скоростью $\theta_\eta = 0,3923$ имели:

средние напряжения нижней границы образования микротрещин при вероятности
 $p = 0,95$:

$$\bar{\sigma}_\tau \pm \Delta\bar{\sigma}_\tau = 12,36 \pm 0,69 \text{ МПа}; \quad (1)$$

зависимость напряжений σ от деформаций ε :

$$\sigma = 31390 \cdot \varepsilon - 15885000 \cdot \varepsilon^{2,081}, \quad (2)$$

где 31390 МПа – модуль упругости E материала; 15885000 МПа и 2,081 – эмпирические ко-
эффициенты α и β .

Из (2) для $\bar{\sigma}_\tau = 12,36$ МПа по формуле Ньютона в $(k + 1)$ -м приближении

$$\varepsilon_{\tau(k+1)} = \frac{\alpha \cdot (1 - \beta) \cdot [\varepsilon_{\tau k}]^\beta + \bar{\sigma}_\tau}{E - \alpha \cdot \beta \cdot [\varepsilon_{\tau k}]^{\beta-1}},$$

$$\varepsilon_\tau = 448,193 \cdot 10^{-6}. \quad (3)$$

Результаты вычислений условных деформаций $\varepsilon_\tau(e_f)$ от экспериментальных усилий $\bar{F}_\tau(e_f)$, приложенных с относительными эксцентриситетами $e_f = y_f/h$, представлены в таблице.

Таблица

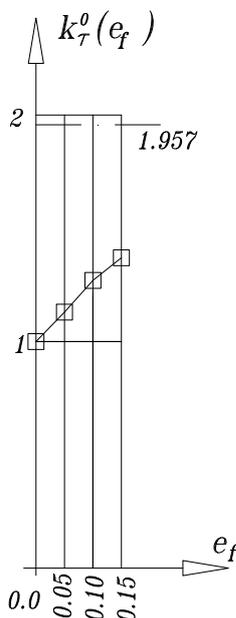
Сведения о характеризующих нижнюю границу образования микротрещин деформациях $\varepsilon_\tau(e_f)$ и коэффициентах увеличения их по сравнению с ε_τ

θ_η	e_f	$\bar{F}_\tau(e_f)$, кН	Деформация $\varepsilon_\tau(e_f) \cdot 10^6$	Коэффициент увеличения по	
				(4)	(11)
1	2	3	4	5	6
0,3923	0,00	123,6	448,193	1,0000	1,000
	0,05	106,9	510,788	1,1397	1,141
	0,10	96,1	568,990	1,2695	1,268
	0,15	87,3	615,510	1,3733	1,375

При внецентренных воздействиях возникает неоднородное напряжённое состояние. Проявляется эффект “поддерживающих напряжений”. Поэтому деформации $\varepsilon_\tau(e_f)$ превосходят $\varepsilon_\tau = 448,193 \cdot 10^{-6}$ центрального сжатия (см. столбец 4 табл.) и могут быть оценены коэффициентом увеличения

$$k_\tau^0(e_f) = \varepsilon_\tau(e_f) / \varepsilon_\tau. \quad (4)$$

Из графика на рисунке, построенного по данным столбцов 2 и 5 таблицы, следует, что показатель $k_\tau(e_f)$ является нелинейной функцией относительного эксцентриситета e_f приложения равнодействующей внешних сил \bar{F}_τ , в связи с чем исследуем ряд зависимостей:



Рисунок

$$k_\tau(e_f) = \alpha_\tau - \frac{\beta_\tau}{1 + \gamma_\tau \cdot e_f}, \quad (5)$$

$$k_\tau(e_f) = \alpha_\tau - \beta_\tau \cdot (e_f)^{-\gamma_\tau \cdot e_f}, \quad (6)$$

$$k_\tau(e_f) = 1 + \alpha_\tau \cdot \text{arctg}(\beta_\tau \cdot e_f), \quad (7)$$

$$k_\tau(e_f) = 1 + \frac{\alpha_\tau}{1 + \beta_\tau \cdot \text{cth}(e_f)}, \quad (8)$$

$$k_\tau(e_f) = \alpha_\tau - \frac{\beta_\tau}{1 + \gamma_\tau \cdot \ln(1 + e_f)}, \quad (9)$$

$$k_\tau(e_f) = \alpha_\tau - \frac{\beta_\tau}{1 + \ln(1 + \gamma_\tau \cdot e_f)}, \quad (10)$$

где $\alpha_\tau, \beta_\tau, \gamma_\tau$ – эмпирические коэффициенты;

$e = 2.71828 \dots$ – основание натуральных логарифмов;

arctg – арктангенс; cth – гиперболический котангенс;

\ln – натуральный логарифм.

Наименьшая сумма квадратов отклонений $\sum [k_\tau(e_f) - k_\tau^0(e_f)]^2$ имеет место для функции (7) в случае

$$\alpha_\tau = 0,609 \text{ и } \beta_\tau = 4,71,$$

то есть

$$k_{\tau}(e_f) = 1 + 0,609 \cdot \arctg(4,71 \cdot e_f) \quad (11)$$

с $k_{\tau}(e_f)$ в столбце 6 таблицы и $k_{\tau}(e_f = \infty) = 1,957$ (см. также рисунок).

Видим, что полученная зависимость (11) вполне удовлетворительно согласуется с исходными данными.

Будем считать, что скорость нагружения $\dot{\theta}$ оказывает влияние на коэффициент увеличения $k_{\tau}(e_f)$ пропорционально отношению

$$r_{e_f}(\dot{\theta})/r_{e_f}(\dot{\theta}_{\eta}) = k_{\tau}(e_f, \dot{\theta}), \quad (12)$$

где $r_{e_f}(\dot{\theta})$ и $r_{e_f}(\dot{\theta}_{\eta})$ – параметры, определяемые выражениями

$$r_{e_f}(\dot{\theta}) = \varepsilon_{ue_f}(\dot{\theta})/\varepsilon_u(\dot{\theta}), \quad (13)$$

$$r_{e_f}(\dot{\theta}_{\eta}) = \varepsilon_{ue_f}(\dot{\theta}_{\eta})/\varepsilon_u(\dot{\theta}_{\eta}), \quad (14)$$

$\varepsilon_{ue_f}(\dot{\theta})$ и $\varepsilon_{ue_f}(\dot{\theta}_{\eta})$ – предельные деформации, вычисляемые при заданном эксцентриситете e_f и скорости нагружения $\dot{\theta}$ и $\dot{\theta}_{\eta} = 0,3923$.

$\varepsilon_u(\dot{\theta})$ и $\varepsilon_u(\dot{\theta}_{\eta})$ – экстремальные деформации центрального сжатия с $\dot{\theta}$ и $\dot{\theta}_{\eta} = 0,3923$ [5].

Таким образом, в общем случае предполагается находить условные деформации $\varepsilon_{\tau}(e_f, \dot{\theta})$ начала образования микротрещин по формуле

$$\varepsilon_{\tau}(e_f, \dot{\theta}) = \varepsilon_{\tau}(\dot{\theta}) \cdot [1 + 0,609 \cdot \arctg(4,71 \cdot e_f)] \cdot \frac{r(e_f, \dot{\theta})}{r(e_f, \dot{\theta}_{\eta})}.$$

Ключевые слова: внецентренное сжатие, мелкозернистый бетон, деформация, микротрещинообразование.

Keywords: eccentric compression, fine concrete, deformation, micricracks forming.