



СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И КОНСТРУКЦИИ

Научно-технический журнал

Выпуск №2 (13), 2016

Учредитель

Федеральное государственное
бюджетное образовательное
учреждение высшего
образования
«Воронежский
государственный
технический университет»

Издатель

Строительный институт

Главный редактор

Сафронов В.С., д.т.н., проф.

Зам. главного редактора

Ефрюшин С.В., к.т.н., доц.

Ответственный секретарь

Габриелян Г.Е., к.т.н., доц.

Технический секретарь

Флавианов В.М., м.н.с.

Члены редколлегии

Шитикова М.В., д. ф.-м. н.,
проф.

Шапиро Д.М., д.т.н., проф.

Орлов А.С., д.т.н., проф.

Свентиков А.А., д.т.н., проф.

Иванов Ю.В., к.т.н., доц.

Андреев А.В., к.т.н., доц.

Рогатнев Ю.Ф., к.т.н., доц.

СОДЕРЖАНИЕ

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

Кирсанов Н.М.	Расчет прогиба симметричной балочной фермы в аналитической форме	5
Тиньков Д.В.	Формулы для расчета прогиба вступленной балочной раскосной фермы с произвольным числом панелей	10
Синозерский А.Н., Мухтаров Р.А.	Исследование ядровых состояний внецентренно сжимаемых со скоростью 392,3 Н/с элементов из мелкозернистого бетона	15
Синозерский А.Н., Мухтаров Р.А.	Определение показателей базового ядрового состояния внецентренно сжимаемых со скоростью 392,3 Н/с элементов из мелкозернистого бетона	25

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Ефрюшин С.В., Саражинский А.С.	Исследование напряженно-деформированного состояния фундаментной плиты многоэтажного здания с учетом этапов его возведения	33
Сафронов В.С., Чан Д.Т.	Прогнозирование риска разрушения длительно эксплуатируемой железобетонной фермы покрытия здания	45
Габриелян Г.Е., Струков С.Ю., Пехник О.И.	Расчетный анализ влияния дефектов при изготовлении монолитных конструкций на напряженно-деформированное состояние каркаса здания	55
Сафронов В.С., Ншимиримана Ж. Д.Д.	Расчетная оценка вероятности разрушения железобетонной балки по наклонному сечению при изгибе	63

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

- Колодежнов С.Н., Коновалов Д.А.**
Исследование влияния осадки фундаментов
на усилия в элементах стального каркаса здания 71
- Сафронов В.С., Юрченко А.И.**
Вероятностный анализ влияния формы поперечного
сечения на надежность стальной балки 82

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

- Шапиро Д.М., Тютин А.П.**
Безотказность и долговечность
железобетонных пролетных строений
мостовых сооружений 89
- Барченкова Н.А., Ильиных И.А.**
Исследование НДС ездового полотна мостовой
плитной конструкции от одиночной колесной
нагрузки 100

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.

© ВГТУ, 2016

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

**По вопросам размещения статей просьба обращаться
по адресу:**

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

главный редактор, д-ру техн. наук, проф. **Сафронов Владимир Сергеевич**,
тел./ факс: +7 (473) 2715230, E-mail: vss22@mail.ru

зам. гл. редактора, канд. техн. наук, доц. **Ефрюшин Сергей Владимирович**,
тел./ факс: +7 (473) 2715230, E-mail: ooo.stroynauka@mail.ru

отв. секретарь, канд. техн. наук, доц. **Габриелян Грайр Егишеевич**
тел./ факс: +7 (473) 2715230, E-mail: grayr2010@rambler.ru



ISSN 2219-1038

STRUCTURAL MECHANICS AND STRUCTURES

Scientific-Technical Journal

Issue №2 (13), 2016

Founder

State Educational Institute
of Higher Vocational Education

Voronezh State Technical
University

Editor

Construction institute

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

Shitikova M.V., Dr of .Math Prof.
Shapiro D.M. Dr of Tech Sc.
Orlov A.S. Dr. of Tech Sc.
Sventikov A.A. Dr of .Math Prof
Ivanov Y.V. PhD, Ass.Prof.
A.V. Andreev , PhD Ass.Prof.
Rogatnev Y.F. PhD Ass.Prof.

CONTENT

STRUCTURAL MECHANICS AND STRENGTH OF MATERIALS

Kirsanov M.N. Analytical design of symmetric beam girder	5
Tinkov D.V. Formulas for design of deflection of beam girder with arbitrary number of planes	10
Sinozersky A.N., Mukhtarov R.A. Reseaches of core state of eccentric-compressed with 392,3 H/C velocity components from fine concrete.	15
Sinozersky A.N., Mukhtarov R.A. Definition of characteristics of basic core state of eccentric-compressed with 392,3 H/C velocity components from fine concrete	25

CALCULATION AND DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES

Efryushin S.V., Sarazhinsky A.S. Researches of deflected mode of foundation flatstone of multistoried building with account of its construction stages	33
Safronov V.S, Tchan D.T., Prognostication of destruction risk of long-run utilized building cover concrete frame	45
Gabrielyan G.E. Strukov S.Yu., Pehnik O.I. Computed analysis of defects impact on building frame deflected mode during monolithic structures production	55
Safronov V.S, Nshimirimana Zh.D.D. Design assessment of concrete beam destruction probability in oblique section during bend	63

CALCULATION AND DESIGN OF METAL STRUCTURES

- Kolodyozhnov S.N., Konovalov D.A.**
Researches of cross section form impact on steel beam reliability 71
- Safronov V.S., Yurchenko A.I.**
Probabilistic analysis of cross section form influence on steel beam reliability 83 82

CALCULATION AND DESIGN OF BRIDGES AND TRANSPORT STRUCTURES

- Shapiro D.M., Tyutin A.P.** 89
Reliability and durability of concrete bridge spans
- Barchenkova N.A., Iljinyh I.A.** 100
Researches of bridge slab structure deck deflected mode caused by single wheel load

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

© VGTU, 2016

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

Concerning the articles publication one can address:
84, 20-letie Oktyabrya st., Voronezh 394006, Russia

Chief editor Dr Sc.Tech., Prof.Vladimir Sergeevich Safronov
Tel./fax: +7 (473) 2715230 E-mail: vss22@mail.ru

Deputy of chief editor, PhD of Tech. Sc., associate professor Sergei Vladimirovich Efryushin
тел./ факс: +7 (473) 2715230, E-mail: ooo.stroynauka@mail.ru

Senior secretary, PhD of Tech.Sc., associate professor Grayr Egisheevich Gabrielyan
тел./ факс: +7 (473) 2715230, E-mail: grayr2010@rambler.ru

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

УДК 624.04

Национальный исследовательский университет
"МЭИ"

Д-р физ.-мат. наук, проф.

М.Н. Кирсанов

Россия, г. Москва, тел.: +7(495)362-73-14

e-mail: c216@ya.ru

National Research University "MPEI",
Dr of Math., professor.

M.N. Kirsanov

Moscow, Russia, tel.: +7(495)3627314

e-mail: c216@ya.ru

М.Н. Кирсанов

РАСЧЕТ ПРОГИБА СИММЕТРИЧНОЙ БАЛОЧНОЙ ФЕРМЫ В АНАЛИТИЧЕСКОЙ ФОРМЕ

Приведены формулы для величины прогиба среднего пролета и консольных частей плоской статически определимой упругой фермы под действием равномерной и сосредоточенной нагрузки в зависимости от размеров фермы и числа панелей. Получены некоторые асимптотические оценки.

М. N. Kirsanov

ANALYTICAL DESIGN OF SYMMETRIC BEAM GIRDER

There are given the formulas for deflection value of middle span and cantilever parts of statically determinate elastic plane girder under the impact of even and concentrated load depending on the truss size and planes number. There are obtained some asymptotic estimation.

Частные решения для напряженного и деформированного состояния стержневых конкретных конструкций с заданным числом элементов, например стержней, имеют ограниченный практический интерес. Если же ферма имеет регулярный тип, то получение аналитического компактного решения, дающего зависимость ответа не только от размеров и нагрузок, но и от числа стержней, теоретически возможно. Известные аналитические решения для регулярных статически определимых ферм с произвольным числом панелей [1-3], как правило, получены методом индукции по одному параметру — числу панелей. Для получения линий влияния [4,5] и некоторых пространственных ферм [6] необходим более сложный вывод с индукцией по двум параметрам. Это же относится и к рассматриваемой ферме, где один параметр определяет число панелей в среднем пролете, другой — в консольных частях (рис. 1).

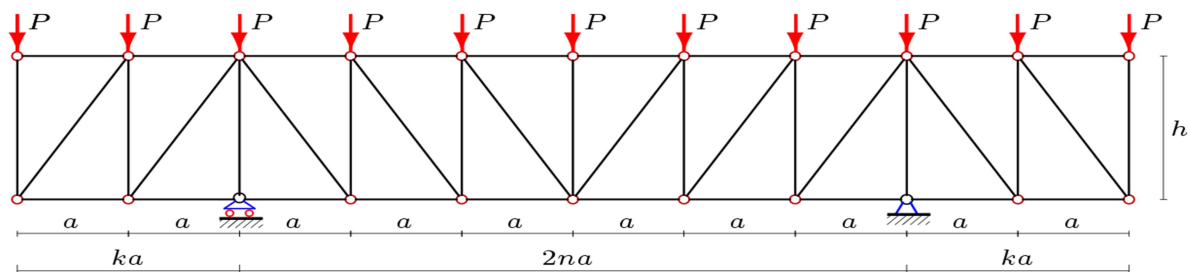


Рис. 1. Ферма, $k=2$, $n=3$

Математическая модель

Рассмотрим случай четного числа панелей в среднем пролете фермы и с одинаковыми консольными частями. Ферма содержит $2(n+k)$ панелей, $m=4t$ стержней (включая три опорных стержня), где $t = 2(n+k)+1$. Усилия в стержнях фермы определяем методом вырезания узлов. Для этого по координатам узлов (шарниров) составляется матрица направляющих косинусов. Начало координат помещаем в крайний левый шарнир нижнего пояса, ось x направляем горизонтально, ось y – вертикально:

$$x_i = x_{i+t} = a(i-1), \quad y_i = 0, \quad y_{i+t} = h, \quad i = 1, \dots, t.$$

Затем указываем номера узлов по концам стержней, условно представляя их векторами \bar{V} . Направления этих векторов можно выбирать произвольно, на значение усилий и на их знак это не влияет. Стержни нижнего и верхнего пояса, $i=1, \dots, t-1$: $\bar{V}_i = [i, i+1]$, $\bar{V}_{i+t-1} = [i+t, i+t+1]$; стойки, $i=1, \dots, t$: $\bar{V}_{i+2t-2} = [i, i+t]$, раскосы консольных частей фермы, $i=1, \dots, k$: $\bar{V}_{i+3t-2} = [i+t+1, i]$, $\bar{V}_{i+3t-2+k} = [i+2t-k-1, i+t-k]$, раскосы среднего пролета, $i=1, \dots, n$: $\bar{V}_{i+3t-2+2k} = [i+k+1, i+t+k]$, $\bar{V}_{i+3t+2(k-1)+n} = [i+k+n, i+t+k+n+1]$.

Опорный стержень, моделирующий левую подвижную опору, задается вектором $\bar{V}_m = [k+1, 2t+3]$, неподвижную – векторами: $\bar{V}_{m-2} = [2n+k+1, 2t+1]$ и $\bar{V}_{m-1} = [2n+k+1, 2t+2]$.

Проекции стержней-векторов на оси координат: $l_{x,i} = x_{V_{i,1}} - x_{V_{i,2}}$, $l_{y,i} = y_{V_{i,1}} - y_{V_{i,2}}$ определяют направляющие косинусы – коэффициенты уравнений равновесия узлов (шарниров) в проекциях. Матрица направляющих косинусов G имеет компоненты: $G_{2V_{i,1},i} = l_{x,i}/l_i$, $G_{2V_{i,1},i} = l_{y,i}/l_i$, $G_{2V_{i,2},i} = -l_{x,i}/l_i$, $G_{2V_{i,2},i} = -l_{y,i}/l_i$, $l_i = \sqrt{l_{x,i}^2 + l_{y,i}^2}$. Решение системы уравнений равновесия узлов $G\bar{S} = \bar{B}$ в зависимости от правой части, в которую входят действующие нагрузки, дает выражения для усилий в стержнях. Решение в системе компьютерной математики Maple может быть получено в символьной форме.

Решение

Прогиб определяем по формуле Максвелла – Мора:

$$\Delta = \sum_{i=1}^{m-3} \frac{S_{i,P} S_{i,1} l_i}{EF},$$

где $S_{i,P}$ – усилия в стержне i от действия внешней нагрузки, $S_{i,1}$ – усилия в стержне i от действия единичной силы, приложенной в середине пролета к узлу нижнего пояса по направлению перемещения, EF – жесткость стержней, l_i – их длины. Суммирование ведется по деформируемым стержням (опорные стержни приняты жесткими). В результате оказывается, что для любых значений k и n решение имеет один и тот же вид:

$$\Delta_{(k,n)} = P \frac{A_{(k,n)} a^3 + H_{(k,n)} h^3 + C_{(k,n)} c^3}{2h^2 EF}, \quad (1)$$

где $c = \sqrt{a^2 + h^2}$ — длина раскосов. Коэффициенты A , H , C зависят только от чисел k и n .

Решение задачи при различных значениях k и n показывает, что коэффициент C зависит только от числа панелей n : $C_{(k,n)} = n^2$. Это решение оказалось достаточно простым, метод индукции и анализ последовательности коэффициентов не потребовались. Несколько сложнее получился вывод общего члена последовательности коэффициентов при h^3 . Для этого надо было сначала зафиксировать один из двух определяющих натуральных параметров, например k , и получить методом индукции соответствующий общий член последовательно-

сти коэффициентов по n . При $k=1$ с помощью операторов `rgf_findrecur` и `rsolve` системы Maple в результате анализа решений для восьми ферм с последовательно увеличивающимся числом n имеем $H_{(1,n)} = n^2 + 4n + 5$. При $k=2$ решение отличается только одним слагаемым: $H_{(2,n)} = n^2 + 4n + 9$. Аналогично, $H_{(3,n)} = n^2 + 4n + 13$, $H_{(4,n)} = n^2 + 4n + 17$. Закономерность образования свободного члена в этих выражениях очевидна: $H_{(k,n)} = n^2 + 4(n+k) + 1$. Аналогично, но значительно сложнее (требуется уже последовательность десяти ферм) при нахождении $A_{(k,n)}$ получаем сначала коэффициенты при фиксированных числах k : $A_{(1,n)} = n^2(5n^2 - 11)/6$, $A_{(2,n)} = n^2(5n^2 - 35)/6, \dots, A_{(6,n)} = n^2(5n^2 - 251)/6$. Замечая, что коэффициенты отличаются только одним слагаемым (обозначим его z), с помощью оператора `rgf_findrecur` получаем рекуррентное уравнение, которому удовлетворяют члены последовательности 11, 35, 71, 119, 179, 251:

$$z_{(k,n)} = 3z_{(k-1,n)} - 3z_{(k-2,n)} + z_{(k-3,n)}.$$

Решение этого уравнения дает оператор `rsolve`. В итоге имеем коэффициент при a^3 :

$$A_{(k,n)} = n^2(5n^2 - 6k(k+1) + 1)/6.$$

Заметим, что решение легко обобщается на случай разных сечений стержней. Выделим, например, три группы стержней, выразив площади их сечений через некоторую заданную F . Стержни верхнего и нижнего поясов длиной a с сечениями $F_1 = F/\gamma_1$; стойки длиной h и площадью $F_2 = F/\gamma_2$ и раскосы длиной c и площадью $F_3 = F/\gamma_3$. Формула (1) примет вид

$$\Delta_{(k,n)} = P \frac{A_{(k,n)}\gamma_1 a^3 + H_{(k,n)}\gamma_2 h^3 + C_{(k,n)}\gamma_3 c^3}{2h^2 EF}. \quad (2)$$

Коэффициенты остаются прежними. Приведенный алгоритм решения может быть применен для вывода формул и для других типов нагрузок: распределенных по нижнему поясу, сосредоточенных на консолях и в середине пролета и др.

Анализ

Зафиксируем суммарную нагрузку на ферму $P_0 = (2n + 2k + 1)P$ и ее общую длину $L = 2(n + k)a$. Обозначим безразмерный прогиб фермы $\Delta' = \Delta EF / (P_0 L)$. Кривые зависимости прогиба (1) при разных длинах консолей изображены на рис. 2 при $L=100$ м, $h=3$ м. Отрицательные прогибы при малых n объяснимы — консольные части под действием вертикальной нагрузки вызывают изгиб среднего пролета вверх. При $k=1$ этот эффект отсутствует, с удлинением консолей усиливается.

Опыт получения и анализа точных решений для ферм [1-6] показывает, что если на кривых решений есть какие-либо особенности, например экстремумы, то найти их аналитические выражения, как правило, невозможно. Решение же (1), обладающее точкой пересечения с осью абсцисс, предоставляет исследователю редкую возможность найти эту точку в явном виде. Приравняв нулю (1), получаем для k следующее квадратное уравнение:

$$k^2 a^3 n^2 + k(a^3 n^2 - 4h^2) - a^3 n^2(5n^2 + 1)/6 - n^2(c^3 + h^3) - h^3(4n + 1) = 0.$$

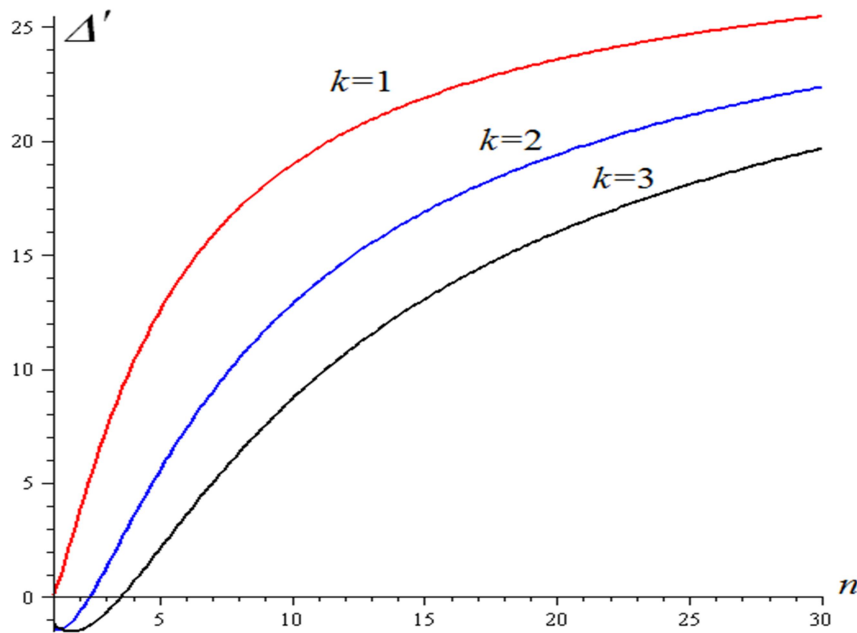


Рис. 2. Прогиб в зависимости от числа панелей

Рост прогиба с увеличением числа панелей в среднем пролете замедляется, однако на горизонтальные асимптоты кривые не выходят. Это проверяется оператором `limit` системы Maple, который дает асимптоты с углом наклона $\lim_{n \rightarrow \infty} \Delta' / n = h / (2L)$. Заметим, что эта оценка не зависит от числа панелей на консоли k .

Усилия в верхнем поясе балочных ферм традиционно отрицательные и стержни сжаты, а стержни нижнего пояса растянуты. Однако эта закономерность не относится к рассматриваемой ферме с консольными участками. Для заданной равномерной нагрузки в зависимости от соотношения длины среднего пролета и длин консолей знак усилия может меняться. Не прибегая к методу индукции методом сечений, получим усилие в среднем стержне верхнего пояса фермы: $S_{t+k+n,P} = Pa(k^2 + k - n^2) / h$. При $n^2 > k(1 + k)$ верхний пояс сжат.

Выводы

Математический пакет Maple совместно с методом индукции позволил получить и проанализировать точную формулу для прогиба фермы. Это решение может быть полезным как некоторый тестовый результат для оценки численных решений, в том числе при численном решении статически неопределимой фермы, основной системой для которой является рассмотренная конструкция. Кроме того, этот результат пригодится и практическому инженеру для приближенной оценки прогиба системы. В полученном решении скрыта также возможность оптимизировать ферму выбором наиболее рациональных сечений стержней поясов и решетки с использованием формулы (2).

Библиографический список

1. Кийко, Л.К. Аналитическая оценка прогиба арочной фермы под действием ветровой нагрузки/ Л.К. Кийко // Научный вестник. - 2016. - № 1 (7). - С. 247-254.
2. Тиньков, Д.В. Оптимальная геометрия плоской балочной раскосной фермы с учетом линейной ползучести материала / Д.В. Тиньков// Инженерно-строительный журнал. - 2016. №1(61). - С. 25–32.
3. Тиньков, Д.В. Сравнительный анализ аналитических решений задачи о прогибе ферменных конструкций/ Д.В. Тиньков // Инженерно-строительный журнал. - 2015. - №5(57). - С. 66–73.
4. Al-Shahrabi, A.M. Line of influence of the deflection for cantilever truss/ A.M. Al-Shahrabi, M.N. Kirsanov //Вестник научных конференций.- 2016. - № 2-1(6). Наука, образование, общество: по материалам международной научно-практической конференции 29 февраля 2016 г. - Ч. 1. - С. 6-7.
5. Dong, X., The dependence of the deflection of the truss from the position of the load for an arbitrary number of panels/ X.Dong, M.N.Kirsanov //Вестник научных конференций. - 2016. № 1-4 (5). - P. 6-7.
6. Kirsanov, M.N. Stress State and Deformation of a Rectangular Spatial Rod Cover/ M.N. Kirsanov // Scientific Herald of the Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering. Construction and Architecture. - 2016. - N 3 (31). -P. 71-79.

References

1. Kijko, L.K. Analytical assessment of arch truss deflection under the impact of wind load/ L.K. Kijko // Scientific bulletin. - 2016. - № 1 (7). - P. 247-254.
2. Tinkov, D.V. Optimal geometry of plane diagonal element member with account of linier creep of material / D.V. Tinkov// Construction – engineering journal. - 2016. №1(61). - P. 25–32.
3. Tinkov, D.V. Comparative analysis of analytical solving of truss members deflection/ D.V. Tinkov // Construction – engineering journal. - 2015. - №5(57). - P. 66–73.
4. Al-Shahrabi, A.M. Line of influence of the deflection for cantilever truss/ A.M. Al-Shahrabi, M.N. Kirsanov //Bulletin of scientific conferences.- 2016. - № 2-1(6). Science, education, society: on materials of international theoretical conference 29, February 2016. - Part. 1. - P. 6-7.
5. Dong, X., The dependence of the deflection of the truss from the position of the load for an arbitrary number of panels/ X. Dong, M.N. Kirsanov // Bulletin of scientific conferences. - 2016. № 1-4 (5). – P. 6-7.
6. Kirsanov, M.N. Stress State and Deformation of a Rectangular Spatial Rod Cover/ M.N. Kirsanov // Scientific Herald of the Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering. Construction and Architecture. - 2016. - N 3 (31). – P. 71-79.

Ключевые слова: метод индукции, плоская симметричная балочная ферма, прогиб фермы.

Keywords: method of induction, plane symmetric beam girder, truss (girder) deflection.

УДК 624.04

Национальный исследовательский университет
"МЭИ"

Аспирант

Д.В. Тиньков

Россия, г. Москва, тел.: +7(926)171-54-92

e-mail: dvtinkov@yandex.ru

National Research University
"MPEI",

postgraduate. D.V. Tinkov

Moscow, Russia, tel.: +7(926)1715-92

e-mail: dvtinkov@yandex.ru

Д.В. Тиньков

ФОРМУЛЫ ДЛЯ РАСЧЁТА ПРОГИБА ВСПАРУШЕННОЙ БАЛОЧНОЙ РАСКОСНОЙ ФЕРМЫ С ПРОИЗВОЛЬНЫМ ЧИСЛОМ ПАНЕЛЕЙ

Методом индукции и при помощи системы компьютерной математики Maple выводятся формулы для определения усилий в элементах фермы и прогиба в зависимости от числа панелей и геометрических параметров. Конструкция рассматриваемой фермы является раскосной, с параллельными поясами, с приподнятой серединой. Нагружение осуществляется сосредоточенной силой. Вывод формул осуществлен для больших и малых углов наклона поясов.

D.V. Tinkov

FORMULAS FOR DESIGN OF DEFLECTION OF BEAM GIRDER WITH ARBITRARY NUMBER OF PANELS

To determine the stress in girder members and deflection in dependence on panels number and geometrical parameters there were introduced the formulas by the method of induction and with the help of computational math system Maple. The under observed structure girder is with diagonal element members. These formulas are for both big and small inclination angles.

При расчете регулярных шарнирно-стержневых конструкций на жесткость возможно определить прогиб как функцию не только геометрических размеров стержней, но и количества панелей [1–4], обзор некоторых аналитических решений для плоских ферм дан в [5].

1. Схема и расчет

Рассмотрим расчётную модель раскосной вспарушенной фермы балочного типа (с приподнятой серединой) (рис. 1).

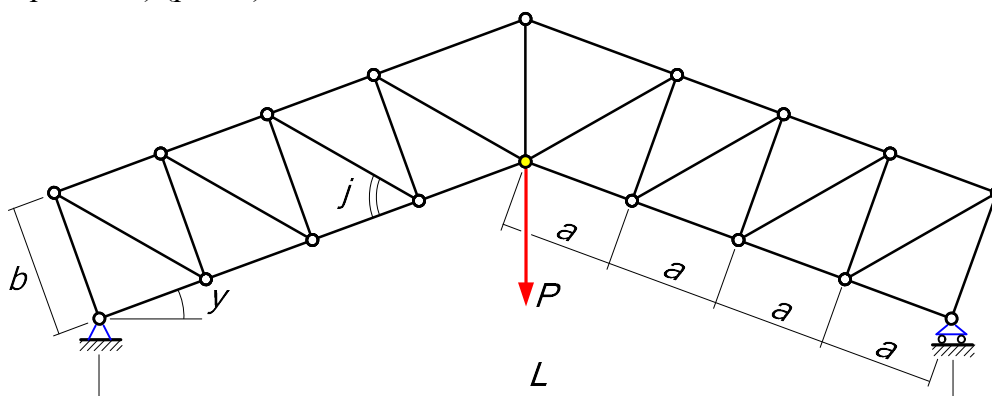


Рис. 1. Расчётная модель, $n = 4$

Угол наклона поясов ψ , длина перекрываемого пролёта L . Расстояние между нижним и верхним поясом b , длина панелей a , количество панелей в половине пролёта n . Элементы между собой соединены шарнирно. Ферма нагружена силой P , приложенной к центральному узлу нижнего пояса. Собственный вес не учитываем. Выведем формулу прогиба точки приложения нагрузки.

Длина раскосов равна $c = \sqrt{a^2 + b^2}$. Длина элемента верхнего пояса, примыкающего к центральной стойке, $a + \delta$, где $\delta = btg\psi$. Длина центральной стойки $d = b/\cos\psi$. Пролёт равен $L = 2nac\cos\psi$.

Для удобства расчётов введём обозначения сил по их положению в ферме: стойки, раскосы, элементы поясов. Силы в стойках обозначим N_{nj} , где первый индекс n – количество панелей в половине пролёта, второй индекс j – номер панели ($j = 1 \dots n$). Силы в раскосах – R_{nj} . Силы в элементах нижнего пояса – T_{nj} . Силы в элементах верхнего пояса – S_{nj} .

В силу симметрии достаточно рассмотреть половину фермы. Схема обозначений усилий в элементах конструкции приведена на рис. 2.

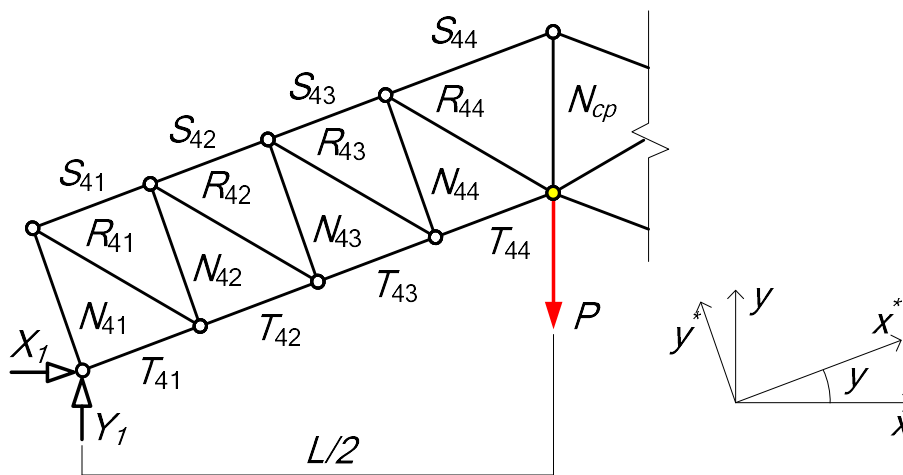


Рис. 2. Схема обозначений усилий в элементах, $n = 4$

Методом вырезания узлов, проходя по всем узлам от опорного до центрального, составим уравнения равновесия и определим усилия. В частном случае для одной панели в половине пролёта усилия в элементах равны:

$$N_{11} = -P/2 \cos\psi, R_{11} = P \cos\psi / (2 \sin\varphi), T_{11} = -P/2 \sin\psi, S_{11} = -P \cos\psi / (2 \operatorname{tg}\varphi),$$

$$N_{cp} = P \sin(2\psi) / (2 \operatorname{tg}\varphi).$$

Для $n = 2$:

$$N_{21} = -P/2 \cos\psi, R_{21} = P \cos\psi / (2 \sin\varphi), T_{21} = -P/2 \sin\psi, S_{21} = -P \cos\psi / (2 \operatorname{tg}\varphi),$$

$$N_{22} = -P/2 \cos\psi, R_{22} = P \cos\psi / (2 \sin\varphi), T_{22} = -P/2 \sin\psi + P \cos\psi / (2 \operatorname{tg}\varphi),$$

$$S_{22} = -P \cos\psi / \operatorname{tg}\varphi, N_{cp} = P \sin(2\psi) / \operatorname{tg}\varphi.$$

Для $n = 3$:

$$\begin{aligned} N_{31} &= -P/2 \cos \psi, R_{31} = P \cos \psi / (2 \sin \varphi), T_{31} = -P/2 \sin \psi, S_{31} = -P \cos \psi / (2 \operatorname{tg} \varphi), \\ N_{32} &= -P/2 \cos \psi, R_{32} = P \cos \psi / (2 \sin \varphi), T_{32} = -P/2 \sin \psi + P \cos \psi / (2 \operatorname{tg} \varphi), \\ S_{32} &= -P \cos \psi / \operatorname{tg} \varphi, N_{33} = -P/2 \cos \psi, R_{33} = P \cos \psi / (2 \sin \varphi), \\ T_{33} &= -P/2 \sin \psi + P \cos \psi / \operatorname{tg} \varphi, S_{33} = -3P \cos \psi / (2 \operatorname{tg} \varphi), N_{cp} = 3P \sin(2\psi) / (2 \operatorname{tg} \varphi). \end{aligned}$$

Методом индукции обобщим уравнения нагрузок в элементах j -й панели фермы с числом панелей в половине пролёта n :

$$\begin{aligned} N_{nj} &= -P/2 \cos \psi, R_{nj} = P \cos \psi / (2 \sin \varphi), T_{nj} = -P/2 \sin \psi + P(j-1) \cos \psi / (2 \operatorname{tg} \varphi), \\ S_{nj} &= -Pj \cos \psi / (2 \operatorname{tg} \varphi). \end{aligned} \quad (1)$$

Для средней стойки обобщенное уравнение:

$$N_{cp} = Pn \sin(2\psi) / (2 \operatorname{tg} \varphi). \quad (2)$$

По формуле Максвелла-Мора прогиб равен

$$\Delta = \frac{\sum F_i F_i^{(1)} \ell_i}{EA_i},$$

где $F_i^{(1)}$ – усилия в элементах при единичной вертикальной нагрузке, действующей на центральный узел нижнего пояса (узел, вертикальное перемещение которого требуется определить). В данном типе нагружения усилия при единичной нагрузке можно определить по полученным ранее уравнениям (1), (2), приняв $P=1$.

В общем случае площади стержней разные:

$$\Delta = \frac{1}{PE} \left[2 \sum_{j=1}^n \left(\frac{N_{nj}^2 b}{A_N} + \frac{R_{nj}^2 c}{A_R} + \frac{T_{nj}^2 a}{A_T} + \frac{S_{nj}^2 a}{A_S} \right) + \frac{2S_{nn}^2 \delta}{A_S} + \frac{N_{cp}^2 d}{A_N} \right], \quad (3)$$

где $2S_{nn}^2 \delta / A_S$ – составляющая деформации, появляющейся за счет двух участков элементов верхнего пояса длиной δ , A_N – площадь стоек, A_R – площадь раскосов, A_T – площадь элементов нижнего пояса, A_S – площадь элементов верхнего пояса. Воспользуемся программой Maple [6] для вывода итоговой формулы прогиба фермы. Подставим уравнения (1), (2) и уравнения длин элементов в формулу Максвелла-Мора (3):

$$\begin{aligned} \Delta &= \Delta_N + \Delta_R + \Delta_T + \Delta_S, \\ \Delta_N &= Pnb \left(b^2 \cos^2 \psi + 2na^2 \sin^2 \psi \cos \psi \right) / (2b^2 EA_N), \quad \Delta_R = Pnc^3 \cos^2 \psi / (2b^2 EA_R), \\ \Delta_T &= Pna \left(b^2 \sin^2 \psi + ab(1-n) \sin(2\psi) / 2 + a^2 \cos^2 \psi \left(n^2 / 3 - n / 2 + 1 / 6 \right) \right) / (2b^2 EA_T), \\ \Delta_S &= Pna \left(abn \sin(2\psi) / b + a^2 \cos^2 \psi \left(n^2 / 3 + n / 2 + 1 / 6 \right) \right) / (2b^2 EA_S), \quad c = \sqrt{a^2 + b^2}. \end{aligned} \quad (4)$$

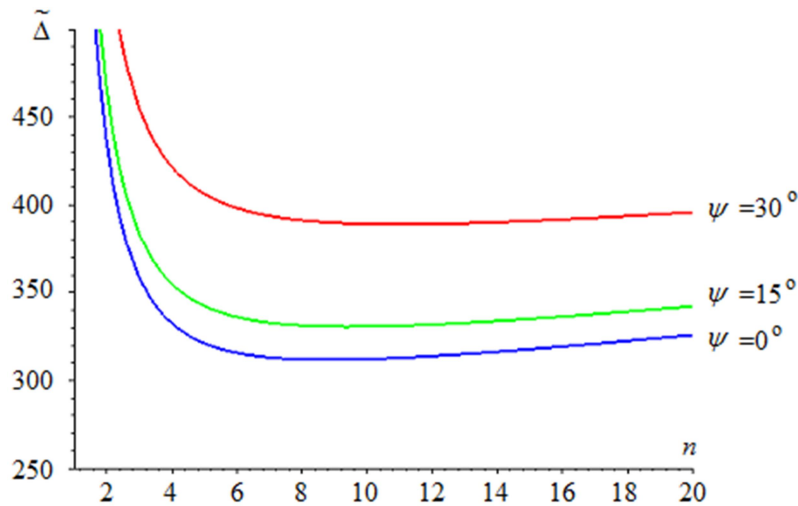


Рис. 3. Зависимость прогиба от числа панелей, $L=30$ м, $b=2$ м

На основе аналитического уравнения (4) построим графики относительного вертикального прогиба ($\tilde{\Delta} = \Delta EA/P$) для конструкции из элементов равных площадей с пролетом $L=30$ м, высотой $b=2$ м и при разных углах наклона ψ (см. рис. 3). В найденных зависимостях обнаруживаются минимумы, что позволяет выбрать рациональное число панелей при заданных углах наклона.

При малых углах уравнение (4) принимает вид

$$\begin{aligned} \Delta &= \Delta_N + \Delta_R + \Delta_T + \Delta_S, \quad \Delta_N = Pnb/(2EA_N), \quad \Delta_R = Pnc^3/(2b^2EA_R), \\ \Delta_T &= Pna^2 \left(b(1-n)\psi + a(n^2/3 - n/2 + 1/6) \right) / (2b^2EA_T), \\ \Delta_S &= Pna^2 \left(2bn\psi/b + a(n^2/3 + n/2 + 1/6) \right) / (2b^2EA_S), \quad c = \sqrt{a^2 + b^2}. \end{aligned} \quad (5)$$

Для сравнения аналитического уравнения с результатом, полученным для раскосной не вступарушенной балочной фермы с параллельными поясами и с элементами равной жесткости [7], подставим в уравнение (5) $\psi = 0$ и приравняем площади $A_N = A_R = A_T = A_S = A$:

$$\Delta = P/(EA) \left(a^3 n(2n^2 + 1)/3 + n(b^3 + c^3) \right) / (2b^2), \quad c = \sqrt{a^2 + b^2}. \quad (6)$$

Полученный результат выявил опечатку в работе [7] в общей формуле прогиба: коэффициент при a^3 должен быть $n(2n^2 + 1)/3$ вместо $n^2(2n^2 + 1)/3$. Также можно заметить неточность в прорисовке вида опор: одна из опор должна быть катковая, т.к. расчет приведен для статически определимой фермы.

Выводы

Найденные общие аналитические формулы прогиба вступарушенной балочной раскосной фермы для больших углов (4) и малых (5) могут быть использованы для оптимизации конструкции по размерам, площадям, элементам и по количеству панелей.

Библиографический список

1. Кирсанов, М.Н. Формулы для расчета плоской балочной фермы с произвольным числом панелей / Н.М. Кирсанов // Строительная механика и конструкции. -2016. - №1. - С. 19-24.

2. Кирсанов, М.Н. Аналитический расчет, предельный и сравнительный анализ плоской балочной фермы/ Н.М. Кирсанов // Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура. - 2015. - №3(39). - С. 86-93.
3. Воронкин, А.В. Аналитическое выражение для прогиба балочной фермы с нисходящими раскосами/ А.В. Воронкин // Актуальные вопросы в научной работе и образовательной деятельности: сб. науч. тр. по мат-лам Междунар. науч.-практ. конф. 30 мая 2015 г.: Ч. 6. - Тамбов, 2015. - С. 37-38.
4. Ахмедова, Е.Р. Аналитический расчет прогиба плоской фермы со шпренгельной решеткой/ Е.Р. Ахмедова // Trends in Applied Mechanics and Mechatronics. – М.: Инфра-М, 2015. -Т. 1. - С. 62-65.
5. Тиньков, Д.В. Сравнительный анализ аналитических решений задачи о прогибе ферменных конструкций / Д.В. Тиньков // Инженерно-строительный журнал. -2015. - №5(57). -С. 66-73.
6. Кирсанов М. Н. Maple и Maplet. Решение задач механики/ Н.М. Кирсанов. - СПб.: Изд-во Лань, 2012. - 512 с.
7. Ванин, М.В. О жесткости простой балочной фермы с произвольным числом панелей/ М.В. Ванин, А.Ф.Каганович // Вестник научных конференций. - 2016. № 3-6(7). Наука и образование в жизни современного общества: по материалам международной научно-практической конференции 31 марта 2016 г. - Ч.6. -С. 18-19.

References

1. Kirsanov, M.N. Formulas for calculation of the flat girder with an arbitrary number of panels // Construction mechanics and construction. 2016. No. 1. P. 19-24.
2. Kirsanov, M.N. Analytical calculation of the marginal and comparative analysis of the flat girder beam // Scientific Herald of VSUACE. Building and architecture. 2015. No. 3(39). P. 86-93.
3. Voronkin, A.V. Analytical expression for deflection of girder with down braces // Topical issues in scientific work and educational activity: collection of scientific works: Collected works of International theoretic conference, 30, May 2015.; Part 6. –Tambov, 2015. – Т. 1. – 2015. P. 37-38.
4. Akhmedova, E.R. Analytical calculation of flat girder deflection of with trussed lace// Trends in Applied Mechanics and Mechatronics. M: Infra-M. Vol. 1. P. 62-65.
5. Tinjkov, D.V. Comperative analysis of tanalytical solving of girder structure deflection//D. V. Tinjkov // Construction engineering journal. -2015. - №5(57). - P. 66-73.
6. Kirsanov, M.N. Maple and Maplet. Solutions of mechanics problems/ N.M. Kirsanov.- СПб.: Publishing house LAN, 2012. 512 p.
7. Vanin, M.V. About simple beam girder stiffness with an arbitrary number of panels/ M. V.Vanin, A. F. Kaganovich// Bulletin of scientific conferences. 2016. No. 3-6(7). Science and education in the life of modern society; materials of international theoretic conference 31, March 2016 Part 6. P. 18-19

Ключевые слова: method of induction, вступарушенная ферма балочного типа, усилия в элементах фермы, прогиб фермы.

Keywords: method of induction, girder of beam type, stress in girder elements, girder deflection.

УДК 620.10:620.17

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

*Voronezh State Technical
University
PhD of Tech. Sc., professor of department of
Structural Mechanics
A. N. Senozersky
Lecturer of department of
Structural Mechanics
R. A. Mukhtarov
Voronezh, Russia, tel.: 8(473)2715230
e-mail:rinat19611 @rambler.ru*

А.Н. Синозерский, Р.А. Мухтаров

ИССЛЕДОВАНИЕ ЯДРОВЫХ СОСТОЯНИЙ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖИМАЕМЫХ СО СКОРОСТЬЮ 392,3 Н/с ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА

Выполняется теоретическое исследование ядровых состояний внецентренно сжимаемых коротких призм из мелкозернистого бетона.

A.N. Sinozersky, R.A. Mukhtarov

RESEACHES OF CORE STATE OF ECCENTRIC-COMPRESSED WITH 392,3 N/sec VELOCITY FINE CONCRETE COMPONENTS

Core state of eccentric – compressed short prisms from fine concrete is under theoretic study.

Введение

По результатам центрального сжатия со скоростью $\dot{F}_2 = 392,3 \text{ Н} \cdot \text{с}^{-1}$ призм шириной $b = 0,1 \text{ м}$, высотой $h = b$ и длиной $l = 0,4 \text{ м}$ из мелкозернистого бетона в возрасте 28 суток установлена эмпирическая зависимость (сплошная линия (1) на рис. 1) [1]:

$$\sigma = 31390 \cdot \varepsilon - 2764700 \cdot \varepsilon^{1,80358} , \quad (1)$$

где $31390 \text{ МПа} = E$ – модуль упругости материала; $2764700 \text{ МПа} = \alpha(\dot{F}_2)$ и $\beta(\dot{F}_2) = 1,80358$ – параметры; $\sigma, \text{ МПа}$, и ε – напряжения и деформации (здесь и в дальнейшем сжимающие σ, ε , равнодействующие внешних F и внутренних N сил, скорости нагружения $\dot{F}, \text{ Н} \cdot \text{с}^{-1}$ принимаются по модулю).

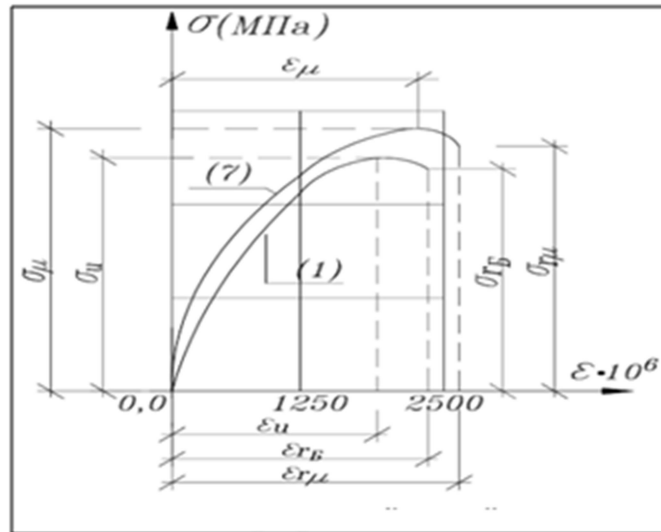


Рис. 1. График « $\sigma - \varepsilon$ »

С помощью функции (1) выполнены расчёты внецентренных состояний, называемых базовыми, с относительными эксцентриситетами [1]

$$e = y_f/h = 0,050; 0,100; 0,150 \quad (2)$$

и в [2] установлен ядровый эксцентриситет

$$e_{яс} = y_{fяс}/h = 0,10129, \quad (3)$$

где $y_f = 0,005 м; 0,010 м; 0,015 м$ и $y_{fяс} = 0,010129 м$ - координаты точек f приложения усилий F при $z_f = 0$.

Коэффициенты увеличения

$$\bar{k}(e) = \bar{F}(e)/N_B(e) \quad (4)$$

средних опытных разрушающих нагрузок $\bar{F}(e = 0,05) = 234,4 кН$, $\bar{F}(e = 0,10) = 207,9 кН$, $\bar{F}(e = 0,15) = 180,4 кН$ по сравнению с базовыми $N_B(e = 0,05) = 217,7 кН$, $N_B(e = 0,10) = 190,2 кН$, $N_B(e = 0,15) = 168,9 кН$

составляли $\bar{k}(e = 0,05) = 1,077$, $\bar{k}(e = 0,10) = 1,093$, $\bar{k}(e = 0,15) = 1,1068$. (5)

Следовательно, с помощью функции центрального сжатия найти предельные усилия $N_\mu(e)$ при внецентренных воздействиях не удастся.

Результаты вычислений показателей базового ядрового состояния [2] представлены в табл. 1.

Таблица 1

$\dot{F}_2,$ н · с ⁻¹	$e_{яс}$	$\bar{\sigma}_u(\dot{F}_2),$ МПа	$\varepsilon_u(\dot{F}_2),$ · 10 ⁶	Параметр		$r_B(яс)$	$\varepsilon_{r_B} \cdot 10^6$	$V_B \cdot 10^2, м^1$	$N_{Бяс}, кН$
				$\alpha(\dot{F}_2),$ МПа	$\beta(\dot{F}_2),$				
392,3	0,10129	25,51	1824	2764700	1,80358	1,27702	2329,284	2,32928857	189,582

Здесь:

экстремальное напряжение $\bar{\sigma}_u$, равное призмному пределу прочности, и деформация ε_u зависимости (1), см. рис. 1;

r_B – коэффициент увеличения ε_u , зависящий от e по причине возникновения неоднородных σ и ε ;

наибольшая деформация в сечении $\varepsilon_{r_B} = \varepsilon_u \cdot r_B$;

$V_B, м^1$, - параметр функции деформаций

$$\varepsilon_{iB} = B_B \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_B} = 2,32928857 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2329,284 \cdot 10^{-6} \quad (6)$$

с координатой i – y точки поперечного сечения y_i , м;

N_B , кН, – максимальная (при заданных условиях) равнодействующая внутренних сил.

В точках $i = 1, 2, 3, 4, 5$ с координатами $y_i = -0,5 \cdot h, -0,25 \cdot h, 0, 0,25 \cdot h, 0,5 \cdot h$, y_u по формулам (6) и (1) определены приведенные в табл. 2 ε_{iB} и σ_{iB} , а на рис. 2 построены соответствующие эпюры.

Таблица 2

$e_{яс}$	Точки i	1	2	3	4	5	u	
		Координаты y_i , м	-0,050	-0,025	0,000	0,025	0,050	y_u
0,10129	$\varepsilon_{iB} \cdot 10^6$ по (6)	-	0,0046	532,32	1164,64	1746,96	2329,234	1824,00
	σ_{iB} , МПа по (1)	-	0,0001	14,23	22,42	25,47	23,77	25,51

Примечание: координата $y_u = 0,0831$ м определена по формуле $y_u = 0,5 \cdot h - \frac{\varepsilon_{r_B} - \varepsilon_u}{B_B}$.

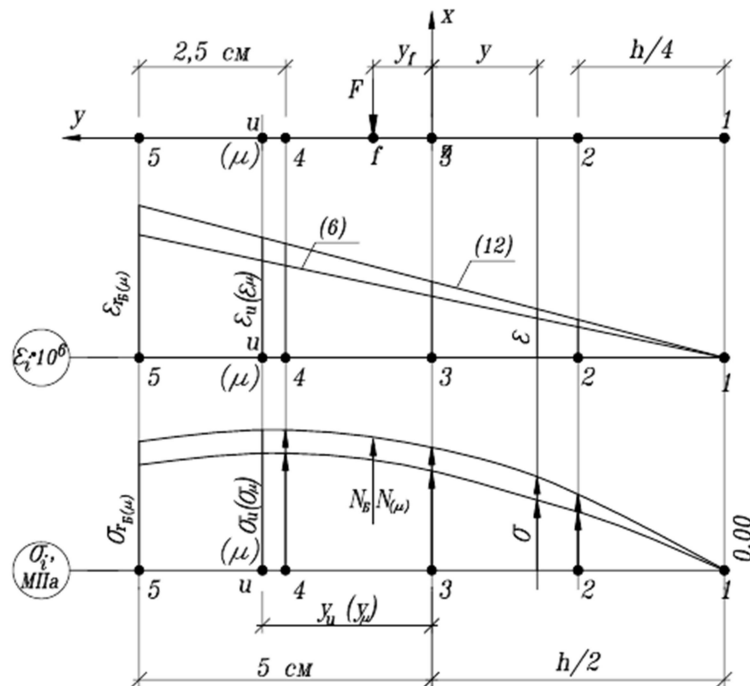


Рис. 2. НДС при внецентренных воздействиях

1. Постановка задачи

Влияние гибкости и сил инерции на результаты расчёта исключается.

Из компонентов тензора напряжений имеем только $\sigma_x = \sigma$.

Для исследования напряжённо-деформированных состояний (НДС) с заданными относительным эксцентриситетом (3), скоростью $\dot{F}_2 = 392,3 \text{ Н} \cdot \text{с}^{-1} = \text{const}$ и равнодействующей внутренних сил $N_{\mu(j)} > N_{Bzc}$ ($j = 1, 2, \dots, \nu$) принимаем:

функцию (см. рис.1)
$$\sigma(j) = E \cdot \varepsilon(j) - \alpha_{\mu}(j) \cdot [\varepsilon(j)]^{\beta_{\mu}} \quad (7)$$

с экстремальными
$$\sigma_{\mu}(j) = k_{\mu}(j) \cdot \bar{\sigma}_u, \quad (8)$$

$$\varepsilon_{\mu}(j) = k_{\mu}(j) \cdot \varepsilon_u, \quad (9)$$

параметрами $\beta_\mu(j) = \beta(\dot{F}_2) = 1,80358,$ (10)

$$\alpha_\mu(j) = \frac{E}{\beta(\dot{F}_2) \cdot [\varepsilon_\mu(j)]^{\beta-1}},$$
 (11)

зависимость $\varepsilon(j) = B_\mu(j) \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_\mu}(j)$ (12)

с наибольшей деформацией $\varepsilon_{r_\mu}(j) = \varepsilon_\mu(j) \cdot r_\mu(j),$ (13)

характеристикой $B_\mu(j), \text{м}^{-1}$
и коэффициентом $r_\mu(j) > 1$ увеличения $\varepsilon_\mu(j);$
материал, одинаково сопротивляющийся сжатию и растяжению (в последнем случае),
 $\sigma = E \cdot \varepsilon + \alpha \cdot |\varepsilon|^\beta,$ (14)

где α и β – коэффициенты, те же, что и в (7); деформации $\varepsilon < 0$ и при вычислении выражений $|\varepsilon|^\beta$ берутся по модулю).

Найдём характеристики внецентренных состояний, задаваясь:

$$j = 1, 2, 3, 4, 5,$$

$$\left. \begin{aligned} & \text{коэффициентами увеличения } k_\mu(j) = 1 + \Delta k \cdot j, \\ & \text{постоянной } \Delta k = 0,025; \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

показателями $r_\mu(j)_0 = 1,25, r_\mu(j)_1 = 1,30, r_\mu(j)_2 = 1,35, (0, 1, 2 = m),$ (16)

при которых по аналогии с [2], предположительно, выполняется условие
 $N_\mu(j)_0 < N_\mu(j)_1 > N_\mu(j)_2$ (17)

существование $\max N_\mu(j)$ функции $N_\mu(j)_m - r_\mu(j)_m$ в интервале $[r_\mu(j)_0, r_\mu(j)_2].$

2. Методика определения ядровых НДС

Для случая, представленного на рис. 2, с $\sigma(j)_m$ и $\varepsilon(j)_m$ по (7) и (12) запишем интегральные уравнения равнодействующей $N_\mu(j)_m$ и момент $M_{z_\mu}(j)_m$ внутренних сил:

$$N_\mu(j)_m = b \cdot \left\{ E \cdot \int_{-h/2}^{h/2} [B_\mu(j)_m \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_\mu}(j)_m] \cdot dy - \alpha_\mu(j) \cdot \int_{-h/2}^{h/2} [B_\mu(j)_m \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_\mu}(j)_m]^\beta \cdot dy \right\},$$
 (18)

$$M_{z_\mu}(j)_m = b \cdot \left\{ E \cdot \int_{-h/2}^{h/2} [B_\mu(j)_m \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_\mu}(j)_m] \cdot dy \cdot y - \alpha_\mu(j) \cdot \int_{-h/2}^{h/2} [B_\mu(j)_m \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_\mu}(j)_m]^\beta \cdot dy \cdot y \right\}.$$
 (19)

Если при $y = -0,5 \cdot h$ модуль произведения

$$B_\mu(j)_m \cdot h > \varepsilon_{r_\mu}(j)_m,$$
 (20)

то в сечении эпюра ε двух знаков. Здесь в формулах (18) и (19) выражения

$[B_\mu(j)_m \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_\mu}(j)_m]^\beta$ следует заменить на

$$[\varepsilon_{r_\mu}(j)_m - B_\mu(j)_m \cdot (y - 0,5 \cdot h)]^\beta.$$
 (21)

Вычисление параметров $B_\mu(j)_m$ и усилий $N_\mu(j)_m$ проводят численными способами.

Для назначенных по (15) и (16) коэффициентов увеличения $k_\mu(j)$ и $r_\mu(j)_m$ определяют:
экстремальные напряжения (8) и деформации (9);
параметры (10) и (11);
наибольшую деформацию (13) в сечении.
Умножая (18) на $(-y_{f_{\text{яс}}})$ и складывая с (19), получают уравнение

$$\Phi(B_\mu(j)_m) = N_\mu(j)_m \cdot (-y_{f_{\text{яс}}}) + M_{z\mu}(j)_m, \quad (22)$$

корень которого $B_\mu(j)_m$ находят, например, методом хорд [3]:

$$B_\mu(j)_{mp+1} = \frac{B_\mu(j)_{mc} \cdot \Phi(B_\mu(j)_{mp}) - B_\mu(j)_{mp} \cdot \Phi(B_\mu(j)_{mc})}{\Phi(B_\mu(j)_{mp}) - \Phi(B_\mu(j)_{mc})}, \quad (23)$$

$$\text{где } \Phi(B_\mu(j)_{mc}) > 0 \text{ и } \Phi(B_\mu(j)_{mp}) < 0, \quad (24)$$

$s, p, p + 1$ – приближения параметра $\Phi(B_\mu(j)_m)$.

Заканчивают процесс в случае

$$|\Phi(B_\mu(j)_{mp+1})| \leq 1 \cdot 10^{-9} \text{ МН} \cdot \text{м}, \quad (25)$$

после чего по формуле (18) вычисляют усилие $N_\mu(j)_m$.

При выполнении требования (17) для определения $\max N_\mu(j)$ применяем квадратичную интерполяцию [4], полагая

$$N_\mu(j) = A_0 + A_1 \cdot u + A_2 \cdot u^2, \quad (26)$$

$$u = \frac{r_\mu(j) - r_\mu(j)_0}{\Delta} \quad (27)$$

с угловыми значениями $u = 0, u = 1, u = 2,$

коэффициентами

$$\left. \begin{aligned} A_0 &= N_\mu(j)_0, \\ A_1 &= 0,5 \cdot (-3 \cdot N_\mu(j)_0 + 4 \cdot N_\mu(j)_1 - N_\mu(j)_2), \\ A_2 &= 0,5 \cdot (N_\mu(j)_0 - 2 \cdot N_\mu(j)_1 + N_\mu(j)_2), \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

шагом $\Delta = r_\mu(j)_1 - r_\mu(j)_0 = r_\mu(j)_2 - r_\mu(j)_1 = 0,05$.

Далее находим

$$\text{положение экстремума } u_3 = -A_1/2 \cdot A_2 \quad (29)$$

и соответствующие:

$$\text{максимальное усилие } \max N_\mu(j) = A_0 + A_1 \cdot u_3 + A_2 \cdot u_3^2, \quad (30)$$

$$\text{коэффициент увеличения } r_\mu(j) = r_\mu(j)_0 + \Delta \cdot u_3, \quad (31)$$

деформацию $\varepsilon_{r_\mu}(j)$ по (13).

Задаваясь $\varepsilon_{r_\mu}(j)$, на ПЭВМ с помощью пакета программ MathCAD выполняем проверку $B_\mu(j)$ и $\max N_\mu(j)$.

В заключение в точках $i = 1, 2, 3, 4, 5, \mu(j)$ с координатами $y_i = -0,5 \cdot h, -0,25 \cdot h, 0, 0,25 \cdot h, 0,5 \cdot h, y_\mu(j)$, см. рис. 2, по формулам

$$\varepsilon_{i\mu}(j) = B_\mu(j) \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_\mu}(j) \quad (32)$$

$$\sigma_{i\mu}(j) = 31390 \cdot \varepsilon_{i\mu}(j) - \alpha_{\mu(j)} \cdot (\varepsilon_{i\mu}(j))^{1,80358} \quad (33)$$

вычисляем деформации $\varepsilon_{i\mu}(j)$, напряжения $\sigma_{i\mu}(j)$ и проверяем условие приложения равнодействующей $\max N_{\mu}(j)$ в ядре сечения [2]:

$$|\varepsilon_{i\mu}(j)| \leq 5 \cdot 10^{-8}. \quad (34)$$

Заметим, что

$$y_{\mu}(j) = 0,5 \cdot h - \frac{\varepsilon_{r_{\mu}}(j) - \varepsilon_{\mu}(j)}{B_{\mu}(j)}. \quad (35)$$

3. Расчёт ядровых НДС

Исходные данные и результаты вычислений по методике п.2 представлены в табл. 3.

Таблица 3

$e_{яс}$	j	$k_{\mu}(j)$	$\sigma_{\mu}(j)$, МПа	$\varepsilon_{\mu}(j)$ $\cdot 10^6$	Параметр		m	$r_{\mu}(j)_m$	$\varepsilon_{r_{\mu}}(j)_m$ $\cdot 10^6$	$B_{\mu}(j)_m \cdot$ $10^2, \text{М}^{-1}$	$N_{\mu}(j)_m,$ кН
					$\alpha_{\mu}(j)$, МПа	$\beta_{\mu}(j)$					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,10129	1	1,025	26,148	1869,6	2710340	1,80358	0	1,25	2337,00	2,32440691	194,258
							1	1,30	2430,48	2,44156814	194,276
							2	1,35	2523,96	2,56042913	193,838
							$\mu(1)$	1,27697	2387,423	2,38739227	194,325
							$\varepsilon_1(1) = 3,07 \cdot 10^{-8}, \sigma_5(1) = 24,369 \text{ МПа}$				
	2	1,050	26,786	1915,2	2658360	1,80358	0	1,25	2394,00	2,38109950	198,996
							1	1,30	2489,76	2,50111827	199,015
							2	1,35	2585,52	2,62287831	198,566
							$\mu(2)$	1,27703	2445,768	2,44576549	199,065
							$\varepsilon_1(2) = 2,5 \cdot 10^{-9}, \sigma_5(2) = 24,963 \text{ МПа}$				
	3	1,075	27,423	1960,8	2608570	1,80358	0	1,25	2451,00	2,43779341	203,733
							1	1,30	2549,04	2,56066986	203,753
							2	1,35	2647,08	2,68582905	203,293
							$\mu(3)$	1,27708	2504,098	2,50412131	203,804
							$\varepsilon_1(3) = -2,33 \cdot 10^{-8}, \sigma_5(3) = 25,556 \text{ МПа}$				
	4	1,100	28,061	2006,4	2560820	1,80358	0	1,25	2508,00	2,4944857	208,472
							1	1,30	2608,32	2,62021971	208,492
							2	1,35	2708,64	2,74777786	208,021
							$\mu(4)$	1,27704	2562,253	2,56225596	208,544
							$\varepsilon_1(4) = -3 \cdot 10^{-9}, \sigma_5(4) = 26,151 \text{ МПа}$				
5	1,125	28,699	2052,0	2514990	1,80358	0	1,25	2565,00	2,55117859	213,210	
						1	1,30	2667,60	2,67977020	213,230	
						2	1,35	2770,20	2,81022742	212,749	
						$\mu(5)$	1,27700	2620,404	2,62038623	213,284	
						$\varepsilon_1(5) = 1,78 \cdot 10^{-8}, \sigma_5(5) = 26,746 \text{ МПа}$					

На основании полученных при заданном ядровом эксцентриситете сведений можно сделать выводы:

- 1) выполняется условие (34) приложения равнодействующей внутренних сил $N_{\mu}(j)$ в расположенной на границе ядра сечения точке $f_{яс}$;

- 2) среднее арифметическое значение $\bar{r}_\mu(j) = \sum_{j=1}^5 r_\mu(j) = 6,38512/5 = 1,27702$ равно базовому коэффициенту r_B увеличения экстремальной деформации ε_u центрального сжатия (см. табл. 1), то есть

$$\bar{r}_\mu(j) = r_B(\text{яс}, \dot{F}_2). \quad (36)$$

4. Характеристики предельного ядрового состояния

Руководствуясь [3], назначаем следующее разрушающее усилие в случае с $e_{\text{яс}} = 0,10129$:

$$F_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = \bar{\sigma}(\dot{F}_2) \cdot b \cdot h \cdot (1 - 2 \cdot e_{\text{яс}}), \quad (37)$$

где $\bar{\sigma}(\dot{F}_2)$ – напряжение, определяемое по формуле

$$\bar{\sigma}(\dot{F}_2) = 0,5 \cdot [\bar{\sigma}_u(\dot{F}_1) + \bar{\sigma}_u(\dot{F}_2)]; \quad (38)$$

$\bar{\sigma}_u(\dot{F}_1) = 26,09$ МПа и $\bar{\sigma}_u(\dot{F}_2) = 25,51$ МПа – призмные пределы прочности [1], установленные в опытах со скоростями нагружения $\dot{F}_1 = 3923 \text{ н} \cdot \text{с}^{-1}$ и $\dot{F}_2 = 392,3 \text{ н} \cdot \text{с}^{-1}$.

Таким образом, из (38) и (37) имеем

$$\bar{\sigma}(\dot{F}_2) = 0,5 \cdot (26,09 + 25,51) = 25,80 \text{ МПа}; \quad (39)$$

$$F_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = 25,8 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 0,1 \cdot (1 - 2 \cdot 0,10129) = 205,734 \text{ кН}, \quad (40)$$

а с учётом (4)

$$\bar{k}_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = F_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) / N_B(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = 205,73 / 189,58 = 1,0852 \text{ кН}. \quad (41)$$

Тогда при $k_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2)$ получаем:

по (8) и (9) экстремальные:

$$\text{напряжение } \sigma_\mu(\text{яс}) = 1,0852 \cdot 25,51 = 27,683 \text{ МПа}; \quad (42)$$

$$\text{деформацию } \varepsilon_\mu(\text{яс}) = 1,0852 \cdot 1824 \cdot 10^{-6} = 1979,40 \cdot 10^{-6}; \quad (43)$$

по (10) и (11) параметры - $\beta(\dot{F}_2) = 1,80358$

$$\text{и } \alpha_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = \frac{31390}{1,80358 \cdot (1979,40 \cdot 10^{-6})^{0,80358}} = 2588850 \text{ МПа}; \quad (44)$$

по (13) при $\bar{r}_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = r_B(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = 1,27702$ – наибольшую деформацию в сечении

$$\varepsilon_{r_\mu}(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = 1979,40 \cdot 10^{-6} \cdot 1,27702 = 2527,733 \cdot 10^{-6}. \quad (45)$$

Найденные показатели и установленные на ПЭВМ с помощью пакета MathCAD коэффициент $B_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2)$ и равнодействующая внутренних сил $N_\mu(\text{яс}, \dot{F}_2)$ приведены в табл. 4. Здесь представлена и информация о $\tilde{B}_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2)$ и максимальном усилии $\tilde{N}_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2)$, вычисленных по методике п.2.

Таблица 4

$e_{\text{яс}}(\dot{F}_2)$	$\bar{k}_\mu(e_{\text{яс}})$ по (41)	$\sigma_\mu(\text{яс}),$ МПа по (42)	$\varepsilon_\mu(\text{яс})$ $\cdot 10^6$ по (43)	Параметр		m	$r_m(\text{яс}, \dot{F}_2)$	$\varepsilon_{r_m}(\text{яс}, \dot{F}_2)$ $\cdot 10^6$	$B_\mu(\text{яс}, \dot{F}_2) \cdot$ $10^2, \text{ м}^{-1}$	$N_\mu(\text{яс}, \dot{F}_2),$ кН
				$\alpha_\mu(\text{яс}, \dot{F}_2)$, МПа по (44)	$\beta_\mu(\text{яс}, \dot{F}_2)$ по (10)					
1	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,10129	1,0852	27,683	1979,4	2588850	1,80358	$\bar{\mu}(\text{яс})$	1,27702	2527,733	2,52772508	205,738
							$\varepsilon_{1\mu} = 7,9 \cdot 10^{-9}, \sigma_{5\mu} = 25,800 \text{ МПа}$			
						0	1,25	2474,250	2,46091686	205,666
						1	1,30	2573,220	2,58495885	205,686
						2	1,35	2672,190	2,71080042	205,222
						$\tilde{\mu}(\text{яс})$	1,27706	2527,812	2,52782415	205,738
	$\tilde{\varepsilon}_{1\mu} = -1,22 \cdot 10^{-8}, \tilde{\sigma}_{5\mu} = 25,799 \text{ МПа}$									

Результаты двух расчётов совпали:

усилие $N_\mu(\text{яс}, \dot{F}_2) = \bar{N}_\mu(\text{яс}, \dot{F}_2)$ при отклонении от разрушающей нагрузки $F_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2)$ по (40) всего на 0,004 кН;

условие (34) выполняется;

напряжение вблизи точек 5 с наибольшей деформацией (45) оказалось равным $\bar{\sigma}(\dot{F}_2)$ по (38), то есть

$$\sigma_\mu(\text{яс})_5 = \bar{\sigma}(\dot{F}_2) = 0,5 \cdot [\bar{\sigma}_u(\dot{F}_1) + \bar{\sigma}_u(\dot{F}_2)] = 25,80 \text{ МПа.} \quad (46)$$

В свою очередь с учётом (7) получаем выражение

$$\sigma_\mu(\text{яс})_5 = E \cdot \varepsilon_{r_\mu}(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) + \alpha_\mu(\text{яс}, \dot{F}_2) \cdot [\varepsilon_{r_\mu}(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2)]^{\beta(\dot{F}_2)},$$

при подстановке в которое (9), (11), (13), (36), (46) после преобразований будем иметь

$$\tilde{k}_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = \frac{\bar{\sigma}(\dot{F}_2) \cdot \beta(\dot{F}_2)}{E \cdot \varepsilon_u(\dot{F}_2) \cdot r_B(\text{яс}, \dot{F}_2) \cdot \{\beta(\dot{F}_2) - [r_B(\text{яс}, \dot{F}_2)]^{\beta(\dot{F}_2)-1}\}} \quad (47)$$

или в рассматриваемом случае

$$\tilde{k}_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = \frac{25,80 \cdot 1,80358}{31390 \cdot 1824 \cdot 10^{-6} \cdot 1,27702 \cdot [1,80358 - (1,27702)^{0,80358}]} = 1,0852. \quad (48)$$

Заметим, что (см. табл. 3) в интервале напряжений [$\sigma_5(3) = 25,556 \text{ МПа}$, $\sigma_5(4) = 26,151 \text{ МПа}$] вблизи точек 5 с наибольшими деформациями (13) в сечении и напряжениями (46) можно определить методом хорд [3] коэффициент

$$k_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = \frac{k_\mu(4) \cdot \Delta\sigma_5(3) - k_\mu(3) \cdot \Delta\sigma_5(4)}{\Delta\sigma_5(3) - \Delta\sigma_5(4)} = \frac{1,100 \cdot (-0,244) - 1,075 \cdot 0,351}{-0,244 - 0,351} = 1,0852, \quad (49)$$

где $\Delta\sigma_5(3) = -0,244 \text{ МПа}$ и $\Delta\sigma_5(4) = 0,351 \text{ МПа}$ - отклонения $\Delta\sigma_5(3)$ и $\Delta\sigma_5(4)$ от $\bar{\sigma}(\dot{F}_2)$.

Результаты вычислений по формулам (41), (47) и (49) показателей увеличения разрушающих нагрузок по сравнению с базовым усилием одинаковые.

Приняв приведённые в табл. 4 характеристики $k_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2)$, ..., $\beta_\mu(\text{яс}, \dot{F}_2)$ и определив параметр $B_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2)$ при $\bar{r}_\mu(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = r_B(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = 1,27702$, $\varepsilon_{r_\mu}(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = 2527,733 \cdot 10^{-6}$, получаем функцию деформаций (32) в виде

$$\varepsilon_{i\mu}(\text{яс}) = 2,52772508 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2527,733 \cdot 10^{-6} \quad (50)$$

с $\varepsilon_{i\mu}(\text{яс})$ в табл. 5. Находим напряжения (33), которые будут представлены зависимостью

$$\sigma_{i\mu}(\text{яс}) = 31390 \cdot \varepsilon_{i\mu}(\text{яс}) - 2588850 \cdot [\varepsilon_{i\mu}(\text{яс})]^{1,80358}, \quad (51)$$

и записываем результаты в табл. 5. Соответствующие установленным $\varepsilon_{i\mu}(\text{яс})$ и $\sigma_{i\mu}(\text{яс})$ эпюры изображаем на рис. 3.

Таблица 5

\dot{F}_2 , Н · с ⁻¹	$e_{\text{яс}}$	Точка i	1	2	3	4	5	μ
		Координата y_i , м	-0,050	-0,025	0,000	0,025	0,050	0,028307
392,3	0,10129	$\varepsilon_{i\mu}(\text{яс}) \cdot 10^6$ по (50)	-7,9 · 10 ⁻³	531,939	1263,871	1895,802	2527,733	1979,400
		$\sigma_{i\mu}(\text{яс})$, МПа по (51)	2,486 · 10 ⁻⁴	15,442	24,334	27,639	25,800	27,683

Примечание: координата $y_{i\mu}(\text{яс}) = 0,028307 \text{ м}$ определена по формуле (35).

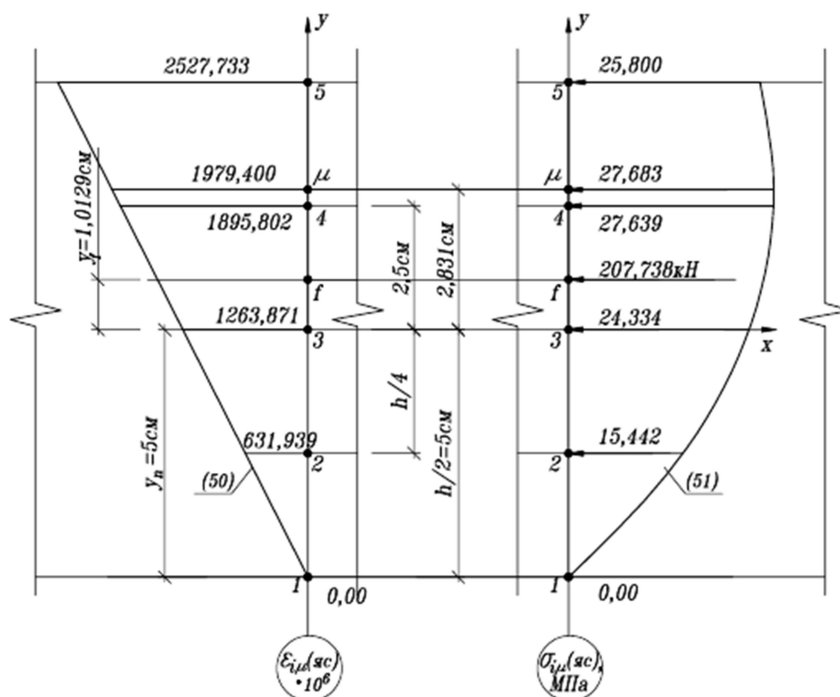


Рис. 3. $e_{\text{яс}} = 0,10129$

Выводы

Выполнены теоретические исследования ядровых состояний внецентренно сжимаемых со скоростью $\dot{F}_2 = 392,3 \text{ Н} \cdot \text{с}^{-1}$ коротких призм из мелкозернистого бетона.

При относительном эксцентриситете $e_{\text{яс}}(\dot{F}_2) = 0,10129$ увеличение экстремальных напряжения $\sigma_{\mu}(\text{яс}, \dot{F}_2)$, деформации $\varepsilon_{\mu}(\text{яс}, \dot{F}_2)$ и равнодействующей $N_{\mu}(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2)$ в момент разрушения по сравнению с призмным пределом прочности $\bar{\sigma}_u(\dot{F}_2)$, соответствующей $\bar{\varepsilon}_u(\dot{F}_2)$ и базовым усилием $N_B(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2)$ характеризуется коэффициентом $k_{\mu}(e_{\text{яс}}, \dot{F}_2) = 1,0852$, определяемым по формуле (41) или (47).

Библиографический список

1. Синозерский, А.Н. Определение базовых усилий и напряжённо-деформированного состояния призм из мелкозернистого бетона при внецентренном сжатии / А.Н. Синозерский, Р. А. Мухтаров // Научно-технический журнал ВГАСУ. Строительная механика и конструкции. - Воронеж– 2012. – Вып. №1(4). – С. 72-83.
2. Синозерский, А.Н. Определение показателей базового ядрового состояния внецентренно сжимаемых со скоростью 392,3 Н/с элементов из мелкозернистого бетона/ А.Н. Синозерский, Р.А. Мухтаров // Научно-технический журнал ВГАСУ. Строительная механика и конструкции. - Воронеж– 2016. – Вып. № 13 . – С. 25.
3. 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.
4. Фильчаков, П.Ф. Справочник по высшей математике/ П.Ф. Фильчаков. – Киев: Изд-во «Наукова думка», 1973. – 744 с.

5. Синозерский, А.Н. Зависимость предельных нагрузок внецентренно сжимаемых элементов из мелкозернистого бетона от призмных пределов прочности при заданных скоростях нагружения / А.Н. Синозерский, Р.А. Мухтаров// Научно-технический журнал ВГАСУ. Строительная механика и конструкции. - Воронеж– 2012. – Вып. №2(5). – С. 43-48.

Reference

1. Sinozersky, A.N. Finding of base stresses and deflected mode state of prisms from fine concrete under eccentric compressed/ A.N. Sinozersky, R. A. Mukhtarov// Theoretical journal of VGASU. Construction Mechanics and structures. - Voronezh– 2012. – Issue. №1(4). – P. 72-83.
2. Sinozersky, A.N. Definition of characteristics of eccentric-compressed with 392,3 N/sec velocity fine concrete elements base core base state/ A.N. Sinozersky, R. A. Mukhtarov // Theoretic journal of VGASU. Construction Mechanics and structures. - Voronezh– 2016. – Issue. № 13 . – P. 25
3. Lapchik, M. P. Numeric methods: student book / M.P. Lapchik, M.I. Ragulina, E.K. Khenner; edited by M. P. Lapchik. – M.: Publ.house. Center «Akademiya», 2004. – 384 p.
4. Filchakov, P.F. Manual on higher math/ P.Ф. Filchakov. – Kiev: Publ. house «Naukovo dumka», 1973. – 744 p.
5. Sinozersky, A.N. Eccentric-compressed fine concrete elements limit loads dependence on prism ultimate strength at design load velocities/ A.N. Sinozersky, R. A. Mukhtarov // Theoretic journal of VGASU. Construction Mechanics and structures. - Voronezh– 2012. – Issue. №2(5). – P. 43-48.

Ключевые слова: внецентренное сжатие, мелкозернистый бетон.

Keywords: eccentric compression, fine concrete.

УДК 620.10:620.17

Воронежский государственный
технический университет
Канд. техн. наук, проф. кафедры
строительной механики

А.Н. Синозерский

Ст. преп. кафедры

строительной механики

Р.А. Мухтаров

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

e-mail:rinat19611 @rambler.ru

Voronezh State Technical

PhD of Tech. Sc., professor of department
of Structural Mechanics

A. N. Senozyorsky

Lecturer of department of Structural Mechanics

R. A. Mukhtarov

Voronezh, Russia tel.: 8(473)2715230

e-mail:rinat19611 @rambler.ru

А.Н. Синозерский, Р.А. Мухтаров

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОКАЗАТЕЛЕЙ БАЗОВОГО ЯДРОВОГО СОСТОЯНИЯ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖИМАЕМЫХ СО СКОРОСТЬЮ 392,3 Н/с ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ МЕЛКОЗЕРНИСТОГО БЕТОНА

Определяются показатели напряжённо деформированного состояния при установленном относительном ядровом эксцентриситете.

A.N. Sinozersky, R.A. Mukhtarov

DEFINITION OF CHARACTERISTICS OF BASIC CORE STATE OF ECCENTRIC- COMPRESSED WITH 392,3 N/sec VELOCITY COMPONENTS FROM FINE CONCRETE

Characteristics of deflected mode at certain core eccentricity are defined.

Введение

Рассматриваются призмы квадратного поперечного сечения $b = h = 0,1$ м, длиной $l = 0,4$ м из мелкозернистого бетона 28-дневного. При центральном сжатии со скоростью $\dot{F}_1 = 0,3923$ кН · с⁻¹ (0,1 от стандартной $\dot{F}_s = \dot{F}_1 = 3,923$ кН · с⁻¹ [1]) установлена зависимость напряжений σ от деформаций ε (сплошная линия на рис. 1) [2]:

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

где $E = 31390$ МПа – модуль упругости материала;

$\alpha = 2764700$ МПа и $\beta = 1,80358$ – эмпирические параметры (здесь и в дальнейшем сжимающие σ , ε , равнодействующие внешних F и внутренних N сил принимаются по модулю.

В случае внецентренного воздействия (рис.2) приложенная в точке f с координатами $y_f, z_f = 0$ нагрузка F возрастает от нуля с постоянной относительной скоростью

$$2 \cdot 10^3 = \frac{F}{b \cdot h \cdot \dot{\sigma}_{1,00} \cdot t} = 39,23, \quad (2)$$

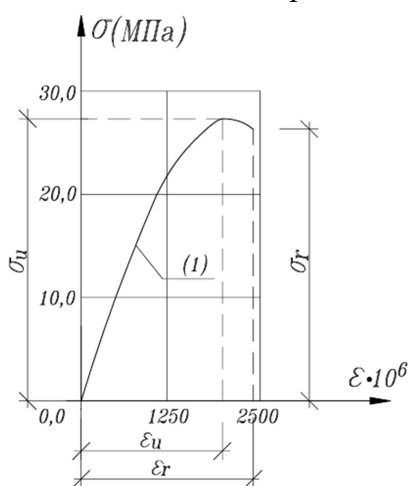


Рис.1 График "σ-ε"

где F – усилие в МН;

$\dot{\sigma}_{1,00}$ – скорость, равная $1,00 \text{ МПа} \cdot \text{с}^{-1}$;

t – продолжительность нагружения в секундах.

Влияние гибкости и сил инерции на результаты расчёта исключается. Из компонентов тензора напряжений только $\sigma_x = \sigma$.

Полагаем, что в сечении (рис. 2) при заданном относительном эксцентриситете $e = y_f/h$;

σ распределяется по закону (1) с экстремальным напряжением σ_u , равным призматическому пределу прочности $25,51 \text{ МПа}$, и деформацией $\varepsilon_u = 1824 \cdot 10^{-6}$;

на уровне ординаты "у" деформации представлены выражением

$$\varepsilon = B_r \cdot (y - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_r \quad (3)$$

при наибольшей $\varepsilon_r = \varepsilon_u \cdot r$,

$$(4)$$

где $B_r, \text{м}^{-1}$, – параметр эпюры ε ;

$r \geq 1$ – коэффициент увеличения экстремальной деформации ε_u , зависящий от e по причине возникающего неоднородного состояния σ и ε (эффект "поддерживающих напряжений") в отличие от центрального напряжения с $\sigma = \text{const}$ и $\varepsilon = \text{con}$ во всём сечении.

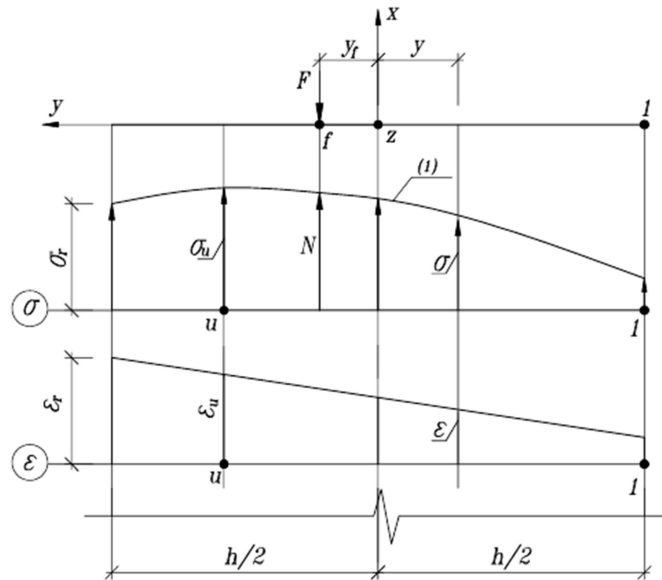


Рис. 2. НДС при внецентренных воздействиях

Равнодействующая N и момент $N \cdot y_f$ внутренних сил будут представлены равенствами [2]:

$$N(e) = b \cdot h \cdot E \cdot (\varepsilon_r - 0,5 \cdot B_r \cdot h) - \frac{b \cdot \alpha}{\beta + 1} \cdot \frac{(\varepsilon_r)^{\beta+1} - (\varepsilon_r - B_r \cdot h)^{\beta+1}}{B_r}, \quad (5)$$

$$N(e) \cdot y_f = \frac{b \cdot h^3 \cdot E}{12} \cdot B_r - \frac{b \cdot \alpha}{\beta + 1} \cdot \frac{(\varepsilon_r)^{\beta+1} - (\varepsilon_r - B_r \cdot h)^{\beta+1}}{B_r} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{\varepsilon_r}{B_r} \right) - \frac{b \cdot \alpha}{\beta + 2} \cdot \frac{(\varepsilon_r)^{\beta+2} - (\varepsilon_r - B_r \cdot h)^{\beta+2}}{(B_r)^2}. \quad (6)$$

Умножая (5) на $(-y_f)$ и складывая с (6), получим

$$\Phi(B_r) = \frac{b \cdot h^3 \cdot E}{12} \cdot B_r - \frac{b \cdot \alpha}{\beta + 1} \cdot \frac{(\varepsilon_r)^{\beta+1} - (\varepsilon_r - B_r \cdot h)^{\beta+1}}{B_r} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{\varepsilon_r}{B_r} \right) - \frac{b \cdot \alpha}{\beta + 2} \cdot \frac{(\varepsilon_r)^{\beta+2} - (\varepsilon_r - B_r \cdot h)^{\beta+2}}{(B_r)^2} + y_f \cdot b \cdot \left[\frac{\alpha}{\beta + 1} \cdot \frac{(\varepsilon_r)^{\beta+1} - (\varepsilon_r - B_r \cdot h)^{\beta+1}}{(B_r)^2} - h \cdot E \cdot \left(\varepsilon_r - \frac{B_r \cdot h}{2} \right) \right] = 0. \quad (7)$$

$$\text{Если } B_r \cdot h > \varepsilon_r, \quad (8)$$

то в сечении эпюра ε двух знаков. В связи с этим вводим допущение, что материал одинаково сопротивляется растяжению и сжатию. Зависимость " $\sigma - \varepsilon$ " в случае растяжения

$$\sigma = E \cdot \varepsilon + \alpha \cdot |\varepsilon|^\beta, \quad (9)$$

где α и β – коэффициенты, те же, что и в (1); деформации $\varepsilon < 0$ и при вычислении $|\varepsilon|^\beta$ берутся по модулю.

Здесь в уравнениях (5), (6), (7) выражения

$$(\varepsilon_r - B_r \cdot h)^{\beta+1} \text{ и } (\varepsilon_r - B_r \cdot h)^{\beta+2} \quad (10)$$

следует заменить соответственно на

$$(B_r \cdot h - \varepsilon_r)^{\beta+1} \text{ и } (B_r \cdot h - \varepsilon_r)^{\beta+2}. \quad (11)$$

Когда нейтральная линия касается сечения в точках с координатами $y_n = -0,5 \cdot h$ (см. рис. 2) и деформации $\varepsilon = \varepsilon_n = 0$, с учётом (3) будем иметь

$$B_r \cdot h = \varepsilon_r \quad (12)$$

и вместо (10), (11) – нули.

Поставим задачу найти **ядровый эксцентриситет** $e_{яс}(\theta_2)$ и соответствующее базовое [2] напряжённо-деформированное состояние (НДС), при которых

- модуль наименьшей ε_i удовлетворяет условию $|\varepsilon_i| \leq 5 \cdot 10^{-8}$;
- равнодействующая $N(e_{яс})$ достигает максимальной величины $max N$.

Напомним, что ядром сечения (я.с) называется ограниченная замкнутым контуром область вокруг центра тяжести стержня при расположении внутри которой продольной силы F во всех точках сечения возникают напряжения одного знака. В прямоугольном элементе площадью $A = b \cdot h$ из линейно-упругого материала я.с. – центральный ромб с полудиagonалями, равными 1/6 сторон b и h .

1. Методика вычисления ядровых показателей

При напряжениях (1) в результате последовательных приближений из уравнений (7) и (5) определяют базовые [2] параметр $B_{бяс}$ и максимальное усилие $N_b(e_{яс})$. Расчёт проводят на ПЭВМ с помощью программно-вычислительного комплекса MathCAD.

В приближении $\pi = 1, 2, 3, \dots, яс$ задаются относительным эксцентриситетом e_π .

Расчёт с e_π выполняют в соответствии с указаниями [2]. Здесь и в дальнейшем принимают:

$$\left. \begin{array}{l} \text{шаг} \\ \text{и коэффициенты увеличения} \\ \text{где, например,} \\ \text{или} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \Delta = 0,05 \\ r_m = 1 + m \cdot \Delta, \\ m = 0, 1, 2, 3, \dots k. k + 1 \\ m = 0, 2, 1, 2, 2, 2, \dots, k = 6, 2, k = 7, 2 \end{array} \quad (14)$$

и т.п.

При e_π назначаем m . Вычисляем r_m по (44) и ε_{r_m} по (4).

Задаёмся параметрами $B_{мс}$ и $B_{mp=0}$, при которых, например,

- всё сечение сжато, так как $B_{mp=0} \cdot h < \varepsilon_{r_m}$ b (8) не выполняется;
- имеем условия $\Phi(B_{мс}) > 0$ и $\Phi(B_{mp=0}) < 0$.

Теперь по методу хорд [3] в приближении $p = 1$ уточняем показатель

$$B_{mp=1} = \frac{B_{мс} \cdot \Phi(B_{mp=0}) - B_{mp=0} \cdot \Phi(B_{мс})}{\Phi(B_{mp=0}) - \Phi(B_{мс})}. \quad (16)$$

Если в результате решения (7) удовлетворяется требование

$$|\Phi(B_{mp=1})| \text{МН} \cdot \text{м} \leq 1 \cdot 10^{-9} \text{МН} \cdot \text{м}, \quad (17)$$

то, подставляя $B_{mp=1}$ в формулу (5), определяем усилие $N_m(e_\pi)$ с округлением до шести значащих цифр.

Когда обстоятельство (17) не выполняется, расчёт следует продолжить, назначив $B_{mp=2}$ по (16), и т.д.

В случае $m + 1$ находят r_{m+1} и $\varepsilon_{r_{m+1}}$ по (14) и (4). При $B_{m+1c}, B_{m+1p=0}$ возможно состояние (8) с $B_{mp=0} \cdot h > \varepsilon_{r_{m+1}}$ и деформациями растяжения и сжатия в сечении. Здесь в уравнениях (7), (5) следует заменить (10) на (11), получая (15).

$\Phi(B_{m+1c}) > 0$, $\Phi(B_{m+1p=0}) < 0$ и $B_{m+1p=1}$ по (16). Продолжая расчёт до выполнения условия (17), определяем $B_{m+1}, N_{m+1}(e_\pi)$.

$$\text{В случае } m = k \quad \text{с} \quad N_{k-2}(e_\pi) < N_{k-1}(e_\pi) > N_k(e_\pi) \quad (18)$$

в интервале $[k - 2, k]$ имеет место экстремум функции $N_m(e_\pi) - r_m$.

Вычисление $\max N_m(e_\pi)$ проводим с помощью квадратной интерполяции [4], полагая:

$$N_m(e_\pi) = A_0 + A_1 \cdot u + A_2 \cdot u^2, \quad (19)$$

$$u = (r - r_{k-2})/\Delta \quad (20)$$

с узловыми значениями $u = 0, u = 1, u = 2$ безразмерной независимой переменной u , шагом $\Delta = 0,05$ и коэффициентами

$$\left. \begin{aligned} A_0 &= N_{k-2}, \\ A_1 &= 0,5 \cdot (-3 \cdot N_{k-2} + 4 \cdot N_{k-1} - N_k), \\ A_2 &= 0,5 \cdot (N_{k-2} - 2 \cdot N_{k-1} + N_k). \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

Далее вычисляем:

- положение экстремума $u_3 = -A_1/2 \cdot A_2,$ (22)

- максимальное усилие $\max N_m(e_\pi) = A_0 + A_1 \cdot u_3 + A_2 \cdot (u_3)^2,$ (23)

- коэффициент увеличения $r(\pi) = r_{k-2} + \Delta \cdot u_3,$ (24)

- деформацию $\varepsilon_{r(\pi)} = \varepsilon_u \cdot r(\pi).$ (25)

Подставляя $\varepsilon_{r(\pi)}$ в уравнение (7), определяем параметр $B(e_\pi)$ и по формулам:

(5) – равнодействующую внутренних сил $N(e_\pi)$;

(3) – деформацию $\varepsilon_0(e_\pi)$ при $y = y_0 = -0,5 \cdot h$.

Задаваясь $\varepsilon_{r_m} = \varepsilon_{r(\pi)}$, на ПЭВМ с помощью пакета программ MathCAD выполняем проверку $B(e_\pi), N(e_\pi)$.

Если условие (13) не выполняется, а деформация $\varepsilon_0(e_\pi) > 0$ (является сжимающей), то следует продолжить расчёт при $e_{\pi+1} > e_\pi$.

Получив растягивающую $\varepsilon_0(e_{\pi+1}) < 0$ при $|\varepsilon_0(e_{\pi+1})| > 5 \cdot 10^{-8}$, по методу хорд [3] проводим уточнение

$$e_{\pi+2} = \frac{e_\pi \cdot \varepsilon_0(e_{\pi+1}) - e_{\pi+1} \cdot \varepsilon_0(e_\pi)}{\varepsilon_0(e_{\pi+1}) - \varepsilon_0(e_\pi)}. \quad (26)$$

В качестве базового ядрового принимаем эксцентриситет $e_{яс}$, для которого удовлетворяется требование (13). В заключение в точках $i = 1, 2, 3, 4, 5, u$ с координатами $y_i = -0,5 \cdot h, -0,25 \cdot h, 0, 0,25 \cdot h, 0,5 \cdot h, y_u$ по формулам

$$\varepsilon_i = B_b(e_{яс}) \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + \varepsilon_{r_{бяс}}, \quad (27)$$

$$\sigma_i = 31390 \cdot \varepsilon_i - 2764700 \cdot (\varepsilon_i)^{1,80358} \quad (28)$$

вычисляем деформации ε_i , напряжения σ_i и строим соответствующие эпюры ε_i, σ_i . Здесь координату y_u определяем из равенства

$$y_u = 0,5 \cdot h - \frac{\varepsilon_{r_{бяс}} - \varepsilon_u}{B_b(e_{яс})}. \quad (29)$$

2. Подготовительные исследования

2.1. Расчёт при $e_{\pi=1} = 0,100$ ($y_{f(1)} = 0,0100$ м)

Задаваясь показателями $m = 2, 3, \dots, 7$ с коэффициентами $r_2 = 1 + 2 \cdot 0,05 = 1,10$, $r_3 = 1 + 3 \cdot 0,05 = 1,15$, ..., $r_7 = 1 + 7 \cdot 0,05 = 1,35$ и выполняя (в соответствии с рекомендациями п.1) вычисления, находим представленные в табл. 1 результаты, а на рис. 3 строим график $N_m(e_{\pi=1}) - r_m$.

Таблица 1

$\dot{\theta} \cdot 10^3$	σ_u , МПа	$\varepsilon_u \cdot 10^6$	Параметр		π	e_π	m	r_m	$\varepsilon_{r_m} \cdot 10^6$	$B_m(e_\pi) \cdot 10^2, \text{ м}^{-1}$	$N_m(e_\pi), \text{ кН}$
			α , МПа	β							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
39,23	25,51	1824	2764700	1,80358	1	0,10	2	1,10	2006,4	1,9275450	187,325
							3	1,15	2097,6	2,0365986	188,740
							4	1,20	2188,8	2,1474605	189,671
							5	1,25*	2280,0	2,2601136	190,138
							π	1,30*	2371,2 \pm	2,3744786	190,144
							$7 = k$	1,35*	2462,4 \pm	2,4905153	189,704
							$\pi = 1$	1,27567*	2326,822	2,3186172 · 10 ⁻²	190,197
$\varepsilon_1(e_\pi) = 2,3186172 \cdot 10^{-2} \cdot (-0,1) + 2326,822 \cdot 10^{-6} = 8,2048 \cdot 10^{-6}$											

\pm - деформации в сечении сжимающие и растягивающие (требование (8) удовлетворяется).

* - результаты приняты по [2].

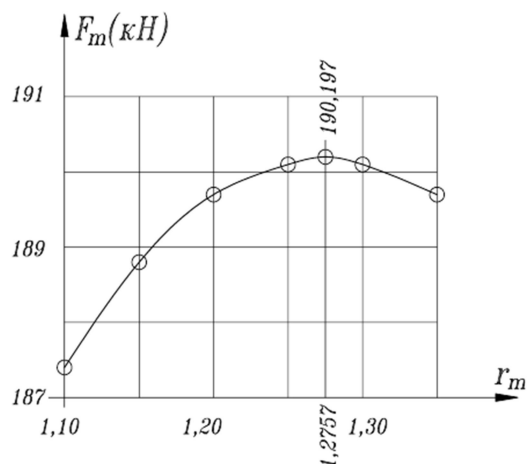


Рис.3. $e_1 = 0,10$

В интервале $[r_{m=5=k-2}, r_{m=7=k}]$ при $N_{k-2} = N_{m=5} = 190,138 \text{ кН} < N_{k-1} = N_{m=6} = 190,144 \text{ кН} > N_k = N_{m=7} = 189,704 \text{ кН}$ существует экстремум функции $N_m(e_{\pi=1}) - r_m$ (условие (18) удовлетворяется).

Поэтому по рекомендациям п. 1 вычисляем: коэффициенты (21) - $A_0 = 190,138 \text{ кН}$, $A_1 = 0,229 \text{ кН}$, $A_2 = -0,223 \text{ кН}$; положение экстремума (22) - $u_3(\pi = 1) = 0,51345$; усилие (23) - $\max N(e_{\pi=1}) = 190,197 \text{ кН}$; коэффициент увеличения (24) - $r_{\pi=1} = 1,27567$; деформацию (25) - $\varepsilon_{r(\pi=1)} = 2326,822 \cdot 10^{-6}$.

При $m_{\pi=1}, r_{\pi=1}, \varepsilon_{r(\pi=1)}$ на ПЭВМ с помощью пакета программ MathCAD будем иметь: параметр $B(e_{\pi=1}) = 2,3186172 \cdot 10^{-2} \text{ м}^{-1}$; усилие $N(e_{\pi=1} = 0,100) = 190,197 \text{ кН}$ с

функциями - напряжений $\sigma_i(\pi = 1) = 31390 \cdot \varepsilon_i - 2764700 \cdot (\varepsilon_i)^{1,80358}$

и деформаций $\varepsilon_i(e_{\pi=1}) = 2,3186172 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2326,822 \cdot 10^{-6}$,

откуда при $y_{i=1} = -0,5 \cdot u - \varepsilon_1(e_{\pi=1}) = 8,2048 \cdot 10^{-6} > 5 \cdot 10^{-8}$ и условие (13) не выполняется. Требуется продолжить расчёт с $e_{\pi=2} > e_{\pi=1} = 0,100$.

2.2. Случай $e_{\pi=2} = 0,102$ ($y_{f\pi=2} = 0,0102$ м)

Случай $e_{\pi=2} = 0,102$ ($y_{f\pi=2} = 0,0102$ м) представлен в табл. 2.

Таблица 2

$\dot{\theta} \cdot 10^3$	σ_u , МПа	ε_u $\cdot 10^6$	Параметр		π	e_π	m	r_m	$\varepsilon_{r_m} \cdot 10^6$	$B_m(e_\pi) \cdot 10^2$, м ⁻¹	$N_m(e_\pi)$, кН					
			α , МПа	β												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12					
39,23	25,51	1824	2764700	1,80358	2	0,102	5	1,25	2280,0	2,2718779	189,176					
							6	1,30	2371,2 [±]	2,3861469	189,200					
							7	1,35	2462,4 [±]	2,5020703	188,779					
							$\pi = 2$	1,27770	2330,525 [±]	2,3349811	189,245					
									$\varepsilon_1(e_{\pi=2}) = 2,3349811 \cdot 10^{-2} \cdot (-0,1) + 2330,525 \cdot 10^{-6} = -4,4561 \cdot 10^{-6}$							
					3	0,10130	5	1,25	2280,0	2,26778369	189,511					
												6	1,30	2371,2 [±]	2,38208767	189,529
												7	1,35	2462,4 [±]	2,49804997	189,102
												$\pi = 3$	1,27702	2329,284 [±]	2,32934697	189,577
														$\varepsilon_1(e_{\pi=2}) = 2,32934697 \cdot 10^{-2} \cdot (-0,1) + 2329,284 \cdot 10^{-6} = -6,3 \cdot 10^{-8} $		
4=яс	0,10129	5	1,25	2280,0								2,26772506	189,516			
6	1,30	2371,2 [±]	2,38202953	189,534												
7	1,35	2462,4 [±]	2,49799234	189,106												
$\pi = 4$	1,27702	2329,284 [±]	2,32928857	189,582												
		$\varepsilon_1(e_{яс}) = 2,32928857 \cdot 10^{-2} \cdot (-0,1) + 2329,284 \cdot 10^{-6} = -4,6 \cdot 10^{-9} $														

± - деформации в сечении сжимающие и растягивающие (требование (8) удовлетворяется).

* - результаты приняты по [2].

В интервале $[r_{m=5=k-2}, r_{m=7=k}]$ при $N_{k-2} = N_{m=5} = 189,176$ кН $< N_{k-1} = N_{m=6} = 189,200$ кН $> N_k = N_{m=7} = 188,779$ кН имеет место экстремум функции $N_m(e_{\pi=2}) - r_m$ (требование (18) выполняется). Привлекая квадратичную интерполяцию, вычисляем:

коэффициенты (21) - $A_0 = 189,176$ кН, $A_1 = 0,2465$ кН, $A_2 = -0,2225$ кН;

положение экстремума (22) - $u_3(\pi = 2) = 0,55393$;

усилие (23) - $\max N(e_{\pi=2}) = 189,244$ кН;

коэффициент увеличения (24) - $r_{\pi=2} = 1,27770$;

деформацию (25) - $\varepsilon_{r(\pi=2)} = 2330,525 \cdot 10^{-6}$.

Для $m_{\pi=2}, r_{\pi=2}, \varepsilon_{r(\pi=2)}$ с помощью пакета программ MathCAD находим:

параметр $B(e_{\pi=2}) = 2,3349811 \cdot 10^{-2}$ м⁻¹;

усилие $N(e_{\pi=2}) = 189,245$ кН

с функциями – напряжений (28), деформаций

$$\varepsilon_i(e_{\pi=2}) = 2,3349811 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2330,525 \cdot 10^{-6}$$

и при $y_i = -0,05$ м - $\varepsilon_1(e_{\pi=2}) = |-4,4561 \cdot 10^{-6}| > 5 \cdot 10^{-8}$, условие (13) не удовлетворяется. Поэтому по (26) проводим уточнение эксцентриситета в приближении $\pi = 3$:

$$e_{\pi=3} = \frac{0,100 \cdot (-4,4561 \cdot 10^{-6}) - 0,102 \cdot 8,2048 \cdot 10^{-6}}{-4,4561 \cdot 10^{-6} - 8,2048 \cdot 10^{-6}} = 0,10130.$$

2.3. Случай $e_{\pi=3} = 0,10130$ ($y_{f\pi=3} = 0,01013$ м)

Результаты выполненного расчёта сведены в табл. 2.

При $N_{k-2} = N_{m=5} = 189,511 \text{ кН} < N_{k-1} = N_{m=6} = 189,529 \text{ кН} > N_k = N_{m=7} = 189,102 \text{ кН}$ существует максимум усилия $N_m(e_{\pi=3})$. Находим соответствующие показатели этого состояния:

коэффициенты (21) - $A_0 = 189,511 \text{ кН}$, $A_1 = 0,2405 \text{ кН}$, $A_2 = -0,2225 \text{ кН}$;

положение экстремума (22) - $u_3(\pi = 3) = 0,54045$;

экстремальную равнодействующую (23) - $\max N(e_{\pi=3}) = 189,576 \text{ кН}$;

коэффициент увеличения (24) - $r_{\pi=3} = 1,27702$;

наибольшую деформацию в сечении (25) - $\varepsilon_{r(\pi=3)} = 2329,284 \cdot 10^{-6}$,

после чего с помощью пакета программ MathCAD определяем:

параметр $B(e_{\pi=3}) = 2,32934697 \cdot 10^{-2} \text{ м}^{-1}$ и усилие $N(e_{\pi=3}) = 189,577 \text{ кН}$ при функциях напряжений (28) и деформаций:

$$\varepsilon_i(e_{\pi=3}) = 2,32943697 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2329,284 \cdot 10^{-6}$$

с $\varepsilon_1(e_{\pi=3}) = -6,3 \cdot 10^{-8}$ при $y_1 = -0,05 \text{ м}$.

Так как условие (13) не выполняется, т.е. $\varepsilon_1(e_{\pi=3}) = |-6,3 \cdot 10^{-8}| > 5 \cdot 10^{-8}$, то по (26) выполняем уточнение эксцентриситета в приближении $\pi = 4$:

$$e_{\pi=4} = \frac{0,100 \cdot (-6,3 \cdot 10^{-8}) - 0,1013 \cdot 8,2048 \cdot 10^{-6}}{-6,3 \cdot 10^{-8} - 8,2048 \cdot 10^{-6}} = 0,10129.$$

2.4. Случай $e_{\pi=4} = 0,10129$ ($y_{f\pi=4} = 0,010129 \text{ м}$)

Случай $e_{\pi=4} = 0,10129$ ($y_{f\pi=4} = 0,010129 \text{ м}$) приведён в табл. 2. В интервале $[r_{m=5}, r_{m=7}]$ приняв $m = 5 = k - 2$, $m = 6 = k - 1$, $m = 7 = k$, с $N_{k-2} = 189,516 \text{ кН} < N_{k-1} = 189,534 \text{ кН} > N_k = 189,106 \text{ кН}$, располагается экстремум функции $N_m(e_{\pi=4}) - r_m(e_{\pi=4})$.

Теперь в соответствии с рекомендациями п. 1 определяем:

коэффициенты (21) - $A_0 = 189,516 \text{ кН}$, $A_1 = 0,241 \text{ кН}$, $A_2 = -0,223 \text{ кН}$;

положение максимума (22) - $u_3(e_{\pi=4}) = 0,54036$;

усилие (23) - $\max N(e_{\pi=4}) = 189,581 \text{ кН}$;

коэффициент увеличения (24) - $r_{\pi=4} = 1,27702$;

деформацию (25) - $\varepsilon_{r(\pi=4)} = 2329,284 \cdot 10^{-6}$.

Далее с помощью пакета программ MathCAD при $m_{\pi=4}$, $r_{\pi=4}$, $\varepsilon_{r(\pi=4)}$ находим:

параметр эпюры деформации $B(e_{\pi=4}) = 2,32928837 \cdot 10^{-2} \text{ м}^{-1}$,

усилие $N(e_{\pi=4}) = 189,582 \text{ кН}$, получая функции напряжений $\sigma_i(e_{\pi=4})$ по (2) и деформаций

$$\varepsilon_i(e_{\pi=4}) = 2,32928857 \cdot 10^{-2} \cdot (y_i - 0,5 \cdot h) + 2329,284 \cdot 10^{-6} \quad (30)$$

с $\varepsilon_1(e_{\pi=4}) = |-4,6 \cdot 10^{-9}| < 5 \cdot 10^{-8}$ и при $y_i = y_1 = -0,05 \text{ м}$ и выполнения требования (13).

Результаты вычислений $\varepsilon_i(e_{\pi=4})$ и $\sigma_i(e_{\pi=4})$ представлены в табл. 3, а на рис. 4 построены соответствующие эпюры.

Таблица 3

$e_{\pi=4} = e_{яс}$	Точка i	1	2	3	4	5	u	n
	Координата y_i , м	-0,050	-0,025	0,000	0,025	0,050	y_u	y_n
0,10129	$\varepsilon_i(e_{\pi=4}) \cdot 10^6$ по (30)	-0,0046	532,318	1164,64	1746,96	2329,284	1824,00	0
	$\sigma_i(e_{\pi=4})$, МПа по (28)	-0,0001	14,230	22,423	25,468	23,774	25,509	0

Примечание: координаты $y_u = 0,02831 \text{ м}$ и нейтральной линии $y_n = -0,05000 \text{ м}$ определены по формулам (29) и $y_n = 0,5 \cdot h - [\varepsilon_{r\pi=4}/B(e_{\pi=4})]$.

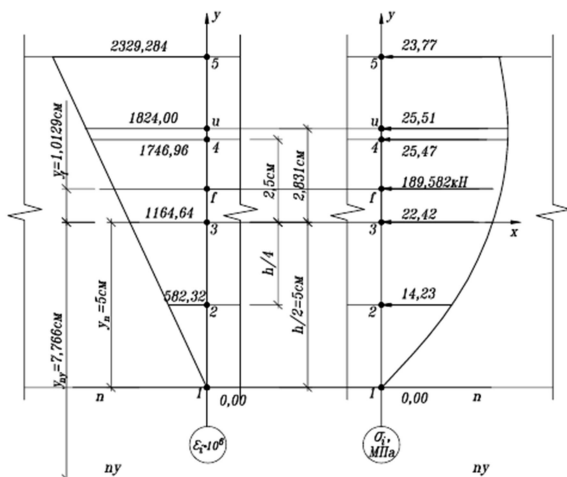


Рис. 4. $e(\text{яс}) = 0,10129$;
 Y_{ny} – координата n – n сечения
из упругого материала

Вывод

Для рассмотренных элементов из мелкозернистого бетона, нагружаемых со скоростью $\dot{\theta}_2 \cdot 10^3 = 39,23$, с помощью эмпирической зависимости (28) центрального сжатия установлен относительный ядровый эксцентриситет $e_{\text{яс}}(\dot{\theta}_2) = 0,10129$ и определены соответствующие показатели напряжённо-деформированного состояния, называемые базовыми.

Библиографический список

1. ГОСТ 10180-90. Методы определения прочности по контрольным образцам. / Госстрой СССР. - М., 1990.- С. 8-9.
2. Синозерский, А. Н. Определение базовых усилий и напряжённо-деформированного состояния призм из мелкозернистого бетона при внецентренном сжатии / А. Н. Синозерский, Р. А. Мухтаров // Научно-технический журнал ВГАСУ. Строительная механика и конструкции. Воронеж– 2012. – Вып. №1(4). – С.72-83.
3. 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.
4. Фильчаков, П.Ф. Справочник по высшей математике/ П.Ф. Фильчаков. –Киев: Изд-во «Наукова думка», 1973. – 744с.

References

1. State standard specification 10180-90. Methods of strength definition on check samles./ Gosstroy of USSR. –М., 1990.-P. 8-9.
2. Sinozersky, A. N. Finding of base stresses and deflected mode state of prisms from fine concrete under eccentric compressed / A. N. Sinozersky, R. A. Mukhtarov // Theoretical journal of VGASU. Construction Mechanics and structures. Voronezh– 2012. – Issue. №1(4). – P.72-83.
3. Lapchik, M. P. Numeric methods: student book / M.P. Lapchik, M.I. Ragulina, E.K. Khenner; edited by M. P. Lapchik. – М.: Pub.house. Center «Akademiya», 2004. – 384 p.
4. Filchakov, P.F. Manual on higher math/ P.Ф. Filchakov. – Kiev: Publ. house «Naukovo dumka», 1973. – 744 p.

Ключевые слова: внецентренное сжатие, мелкозернистый бетон.

Keywords:: eccentric compression, fine concrete.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.073.2.002.72

*Воронежский государственный
технический университет*

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

С.В. Ефрюшин

Магистрант кафедры

строительной механики

А.С. Саражинский

Россия, г. Воронеж, тел.: 8(4732)71-52-30

email: stroymech.vgasu@yandex.ru

Voronezh State Technical University

Dr. of Tech. Sc., professor of

department of Structural Mechanics

S.V. Efyushin

*Undergraduate of department of Structural
Mechanics*

A.S. Sarazhinsky

Russia, Voronezh, tel.: 8(4732)715230;

email: stroymech.vgasu@yandex.ru

С.В. Ефрюшин, А.С. Саражинский

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ С УЧЕТОМ ЭТАПОВ ЕГО ВОЗВЕДЕНИЯ

Исследование проведено на примере 2-секционного 16-этажного жилого дома с техническим этажом и 2-уровневой стоянкой для автомашин. Цель исследования: сравнение результатов напряженно-деформированного состояния и армирования фундаментной плиты на упругом основании двух методов расчета – «традиционного» метода расчета и с учётом изменения расчётной схемы здания на этапах его возведения. Проведён анализ напряженно-деформированного состояния фундаментной плиты на упругом основании. Произведен подбор арматуры в фундаментной плите по двум методам расчета. Приводятся практические выводы и рекомендации по расчету пространственных каркасов многоэтажных зданий из монолитного железобетона на упругом основании с использованием системы МОНТАЖ-плюс программного комплекса ЛИРА-САПР 2013. Опыт проделанных расчётов может быть использован при проектировании подобных зданий.

S.V. Efyushin, A.S. Sarazhinsky

RESEARCHES OF DEFLECTED MODE OF FOUNDATION FLATSTONE OF MULTISTORIED BUILDING WITH ACCOUNT OF ITS CONSTRUCTION STAGES

The study was conducted on the example of 2-section 16-storey residential building with a technical floor and two-level parking. The purpose of the study is the comparison of results of deflected mode and reinforcement of bed plate on an elastic foundation of two design methods – the "traditional" method of calculation and taking into account the changes in the design scheme of the building phases of its construction. On elastic foundation bed plate deflected mode was analyzed. Reinforcement in bed plate was designed by two methods of calculation. There are given practical recommendations for designing of spatial multistoried building from monolith reinforced concrete on elastic foundation with application of system MONTAZH-plus of software package LIRA-SAPR 2013. The experiment can beframes The paper presents practical conclusions and recommendations for the calculation of spatial frames of multi-storey buildings of reinforced concrete on the elastic Foundation with the use of INSTALLATION-plus software package LIRA-SAPR 2013. Calculations experience can be used in the design of such buildings.

Метод расчета строительных конструкций с использованием компьютерного моделирования процесса возведения здания является относительно новым, малоизученным методом расчета, поэтому исследование напряженно-деформированного состояния (НДС) фундаментной плиты данным методом имеет свою актуальность [1].

© Ефрюшин С.В., Саражинский А.С., 2016

Целью исследования является сравнение результатов НДС и армирования фундаментной плиты на упругом основании двух методов расчета: «традиционного» метода расчета и с использованием компьютерного моделирования процесса возведения здания. Для исследования НДС фундаментной плиты за основу был взят проект жилого дома, построенного в г. Воронеж. Жилой дом представляет собой 2-секционное 16-этажное здание с техническим этажом, теплым чердаком и 2-уровневой стоянкой для автомашин. Указанный объект по конструктивным характеристикам является достаточно распространённым в практике строительства [2, 3].

Далее приводятся основные данные расчётной модели.

Нагрузки на здание

Сбор нагрузок выполнялся согласно СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» [4]. Смоделированы следующие виды нагрузений:

- I. Собственный вес несущих конструкций.
- II. Постоянные нагрузки.
- III. Временная длительная нагрузка от гидростатического давления на дно резервуара с водой.
- IV. Временные кратковременные нагрузки.
- V. Снеговая нагрузка.
- VI. Ветровая нагрузка.

Расчётная схема здания

В системе архитектурного проектирования, формообразования и расчетов САПФИР-3D программного комплекса ЛИРА-САПР 2013 [5] выполнялось следующее:

- создание аналитической модели несущих конструкций (рис. 1, 2);
- формирование нагрузений;
- четырехугольная триангуляция пластин с шагом 1 м, исследуемая фундаментная плита с шагом 0,5 м;
- сохранение и перенос аналитической модели здания в базовую систему программного комплекса ЛИРА-САПР 2013 – ЛИР-ВИЗОР.

В ЛИР-ВИЗОР [5] выполнялось следующее:

- назначение связей;
- назначение жесткостей и материалов;
- назначение вида для каждого нагружения и составление таблицы расчетных сочетаний нагрузок (РСН).

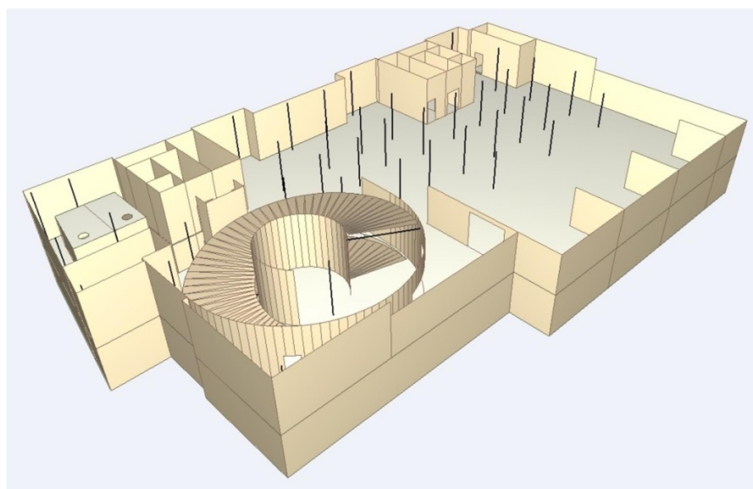


Рис. 1. Фрагмент аналитической модели жилого дома

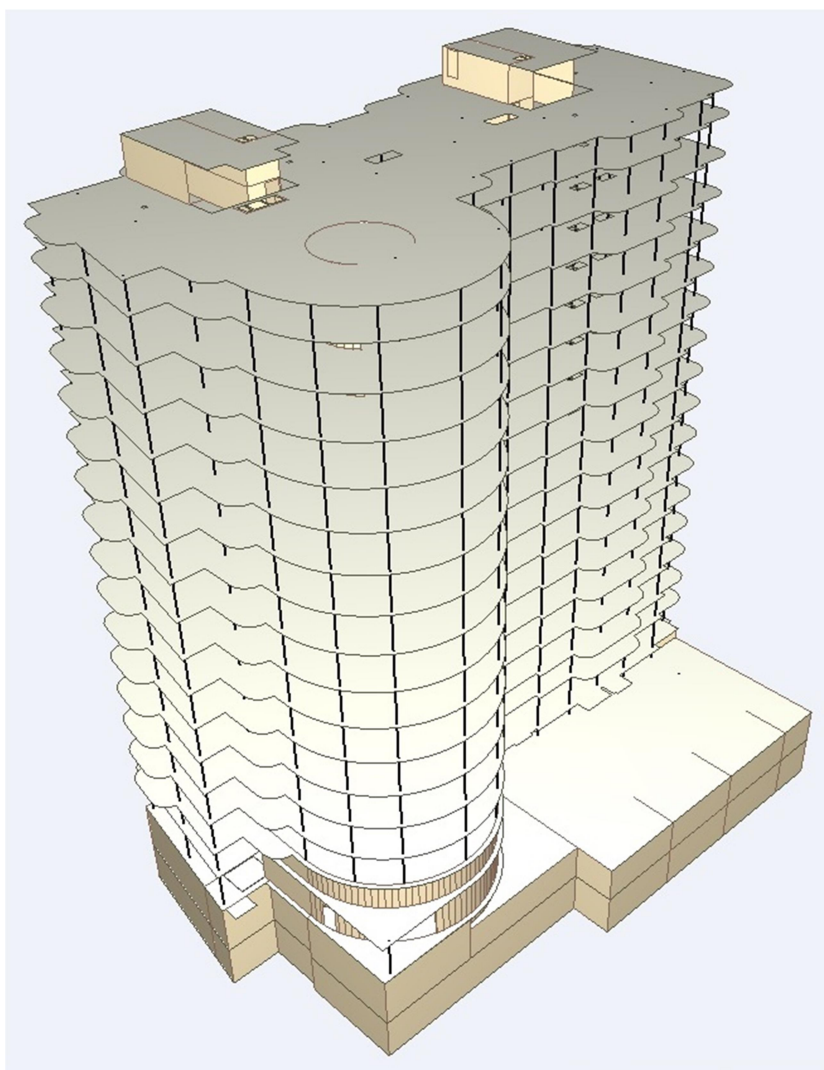


Рис. 2. Аналитическая модель жилого дома

Для проведения численных исследований с учётом изменения расчётной модели в процессе возведения здания использовался программный комплекс ЛИРА-САПР 2013 и его подсистема МОНТАЖ-плюс [5] с возможностью создания фиктивных стадий монтажа, что удобно при моделировании.

При помощи системы МОНТАЖ-плюс смоделирован процесс возведения здания [3], состоящий из 107 стадий. Основные из них:

- возведение фундаментной плиты;
- возведение несущих конструкций текущего этажа;
- установка опалубочной системы для возведения плиты перекрытия текущего этажа;
- возведение несущих конструкций вышерасположенного этажа;
- демонтаж опалубочной системы для возведения плиты перекрытия текущего этажа;
- изготовление плиты перекрытия текущего этажа, которая включается в работу каркаса здания;
- после возведения первого этажа выполняется обратная засыпка пазух фундамента: дополнительное нагружение от давления грунта;
- после возведения седьмого этажа выполняется прикладывание дополнительных нагрузок от постоянной нагрузки на каждый этаж в отдельной стадии, начиная со второго уровня подземной автостоянки;

- после возведения плит покрытия на оставшиеся этажи выполняется прикладывание дополнительных нагрузок от постоянной нагрузки на каждый этаж в отдельной стадии;
- на последних трех стадиях поочередно на полностью возведенное здание выполняется прикладывание дополнительных нагрузок от временной длительной и кратковременной полезной нагрузки, снеговой нагрузки, ветровой нагрузки.

Опалубочная стадия возведения здания смоделирована равномерно распределенной по площади нагрузкой на плиты перекрытия от веса опалубочной системы и бетонной смеси.

Характеристики грунтов основания

При расчётах принята двухпараметрическая модель упругого основания Пастернака, реализованная в программном комплексе ЛИРА-САПР 2013.

Определение коэффициентов постели C_1 и C_2 выполнялось с использованием системы Лиры-ГРУНТ [5]. Система Лира-ГРУНТ ориентирована на автоматическое определение переменных коэффициентов постели по площади фундаментной плиты.

Типы грунтов, используемых в исследованиях в качестве основания [6]:

1. Песок средней крупности

Нормативное значение механических характеристик:

- удельное сцепление: $C_n=2,6$ кПа;
- угол внутреннего трения: $\varphi_n=39,2^\circ$;
- модуль деформации: $E=46$ МПа;
- расчетное сопротивление: $R_0=500$ кПа.

Значения коэффициентов постели, полученных из системы Лира-ГРУНТ:

$$C_1=11100-20800 \text{ кН/м}^3;$$

$$C_2=103000-192000 \text{ кН/м.}$$

2. Суглинок

Нормативное значение механических характеристик:

- удельное сцепление: $C_n=34,6$ кПа;
- угол внутреннего трения: $\varphi_n=24,6^\circ$;
- модуль деформации: $E=25$ МПа;
- расчетное сопротивление: $R_0=269,65$ кПа.

Значения коэффициентов постели, полученных из системы Лира-ГРУНТ:

$$C_1=6790-12300 \text{ кН/м}^3;$$

$$C_2=54000-97500 \text{ кН/м.}$$

3. Супесь

Нормативное значение механических характеристик:

- удельное сцепление: $C_n=13,8$ кПа;
- угол внутреннего трения: $\varphi_n=25,2^\circ$;
- модуль деформации: $E=12,4$ МПа;
- расчетное сопротивление: $R_0=241,7$ кПа.

Значения коэффициентов постели, полученных из системы Лира-ГРУНТ:

$$C_1=2960-5610 \text{ кН/м}^3;$$

$$C_2=27800-52700 \text{ кН/м.}$$

Изополя полученных коэффициентов постели C_1 , C_2 для грунтового основания – супесь показаны на рис. 3, 4.

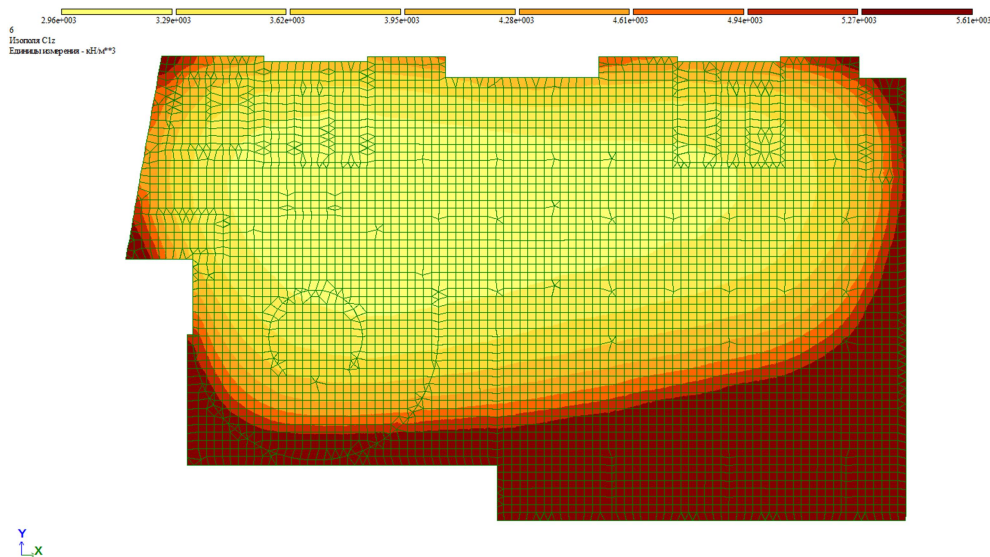


Рис. 3. Коэффициент постели C_1 для грунтового основания – супесь

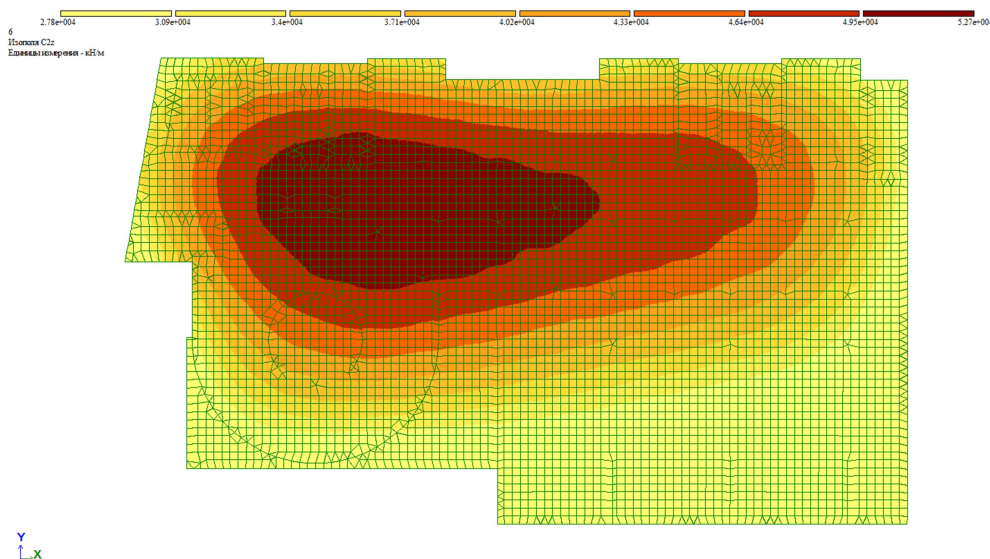


Рис. 4. Коэффициент постели C_2 для грунтового основания – супесь

Анализ результатов расчета НДС и армирования фундаментной плиты

Вертикальное давление на фундаментную плиту R_z . По числовым значениям: максимальные величины практически не имеют различий, минимальные величины имеют существенные различия, причем с уменьшением коэффициентов постели различия увеличиваются в сторону расчета по второму методу.

Перемещение по Z . Произошло перераспределение областей минимальных и максимальных значений. По числовым значениям: максимальные значения практически не имеют различий, минимальные значения имеют существенные различия, причем с уменьшением коэффициентов постели различия увеличиваются в сторону расчета с учетом этапов возведения здания; для грунтового основания – супесь: минимальные значения перемещения по Z имеют противоположные знаки. Средняя осадка здания зависит только от грунтового основания, веса здания и приложенных на здание нагрузок. Изополя перемещений по Z для грунтового основания – супесь показаны на рис. 5, 6.

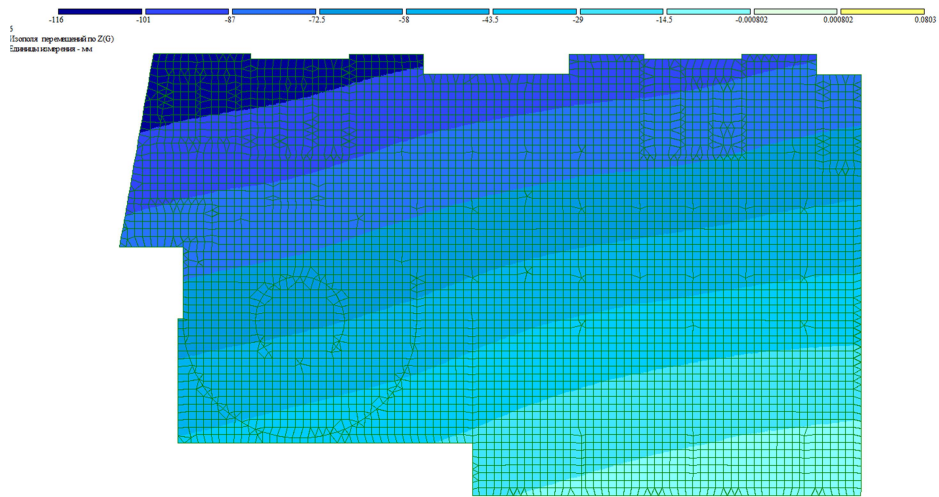


Рис. 5. Перемещение по Z. «Традиционный» метод расчета

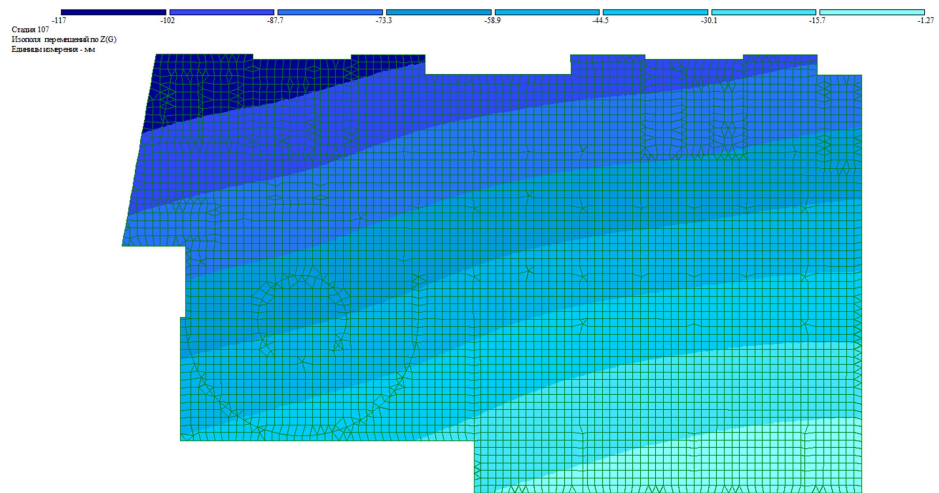


Рис. 6. Перемещение по Z. Расчет с учетом этапов возведения здания

Изгибающий момент M_x . Произошло перераспределение областей отрицательных и положительных значений. Наблюдается увеличение областей максимальных отрицательных и положительных значений изгибающего момента M_x . Мозаики изгибающего момента M_x для грунтового основания – супесь показаны на рис. 7, 8.

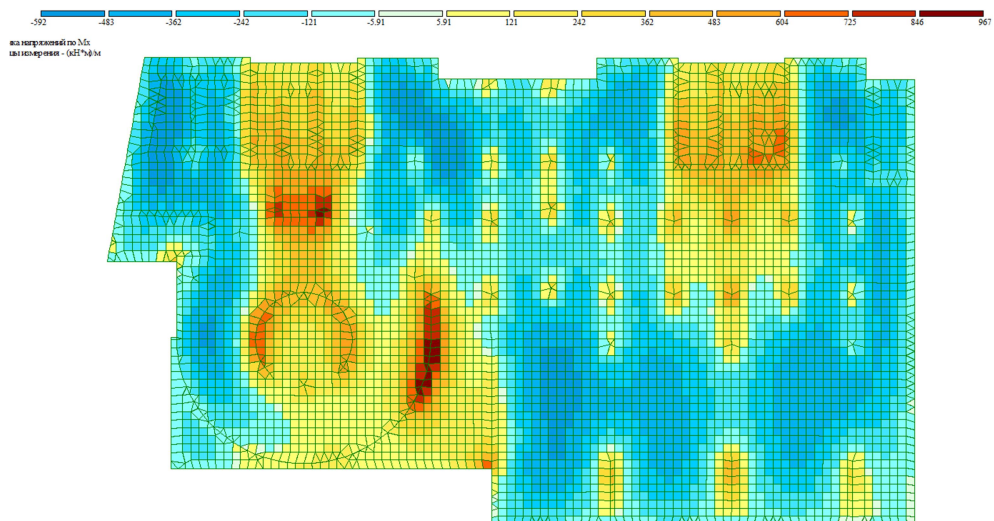


Рис. 7. Изгибающий момент M_x . «Традиционный» метод расчета

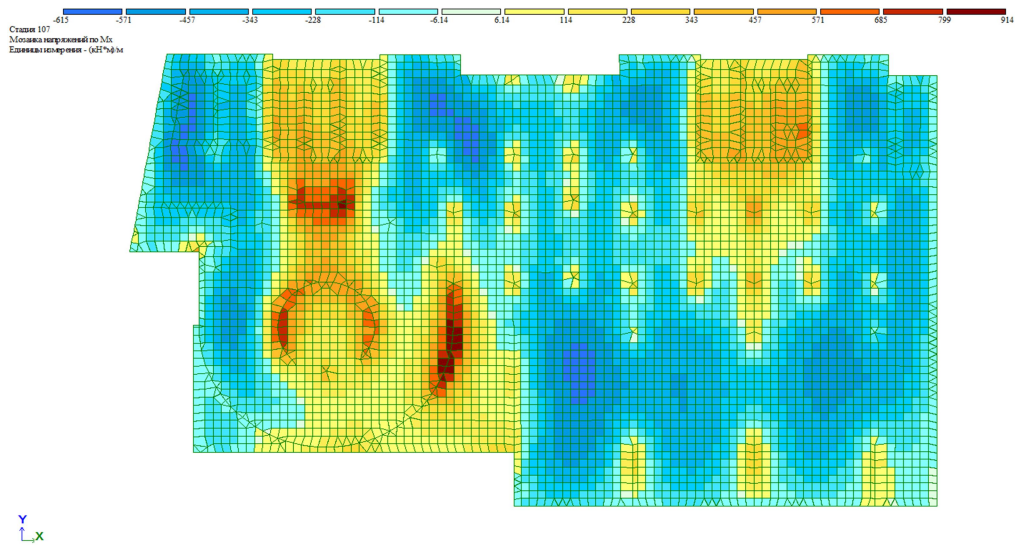


Рис. 8. Изгибающий момент M_x . Расчет с учетом этапов возведения здания

Изгибающий момент M_y . Произошло перераспределение областей отрицательных и положительных значений. Мозаики изгибающего момента M_y для грунтового основания – супесь показаны на рис. 9, 10.

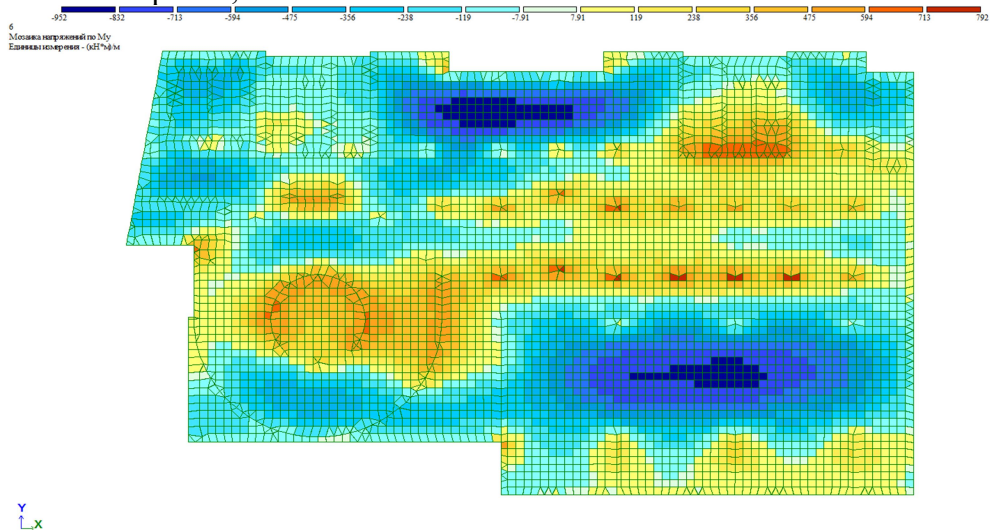


Рис. 9. Изгибающий момент M_y . «Традиционный» метод расчета

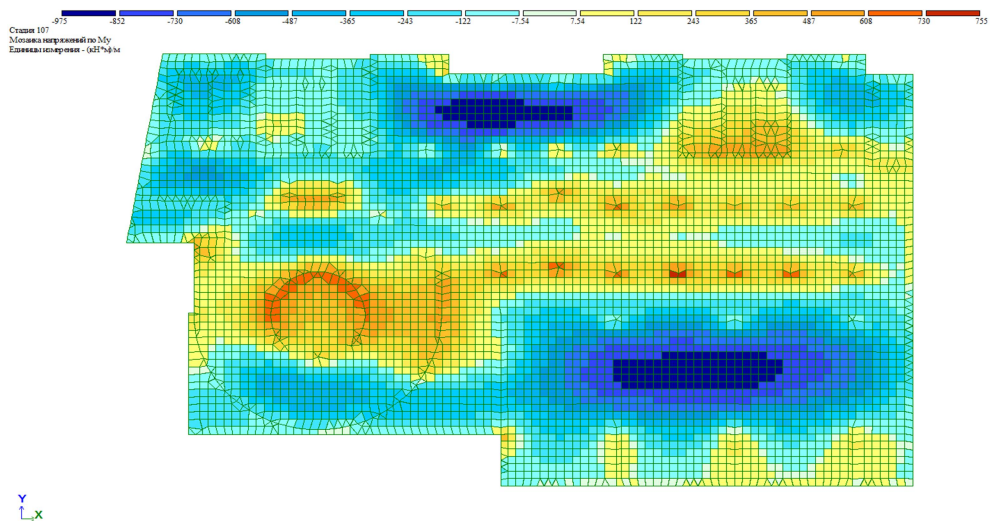


Рис. 10. Изгибающий момент M_y . Расчет с учетом этапов возведения здания

Верхнее и нижнее армирование по XY. Мозаики верхнего и нижнего армирования и числовые значения требуемой арматуры по X и Y для грунтового основания – супесь показаны на рис. 11-18.

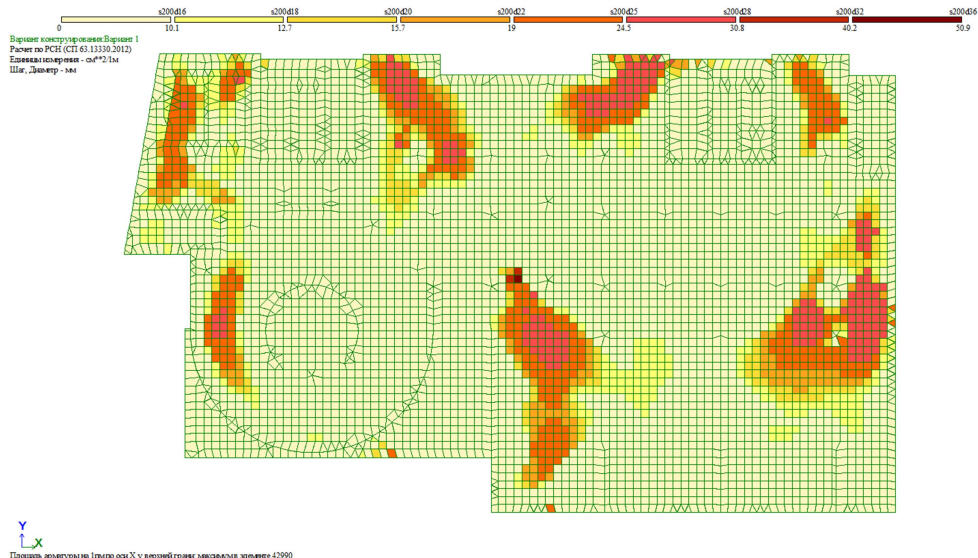


Рис. 11. Верхнее армирование по X. «Традиционный» метод расчета

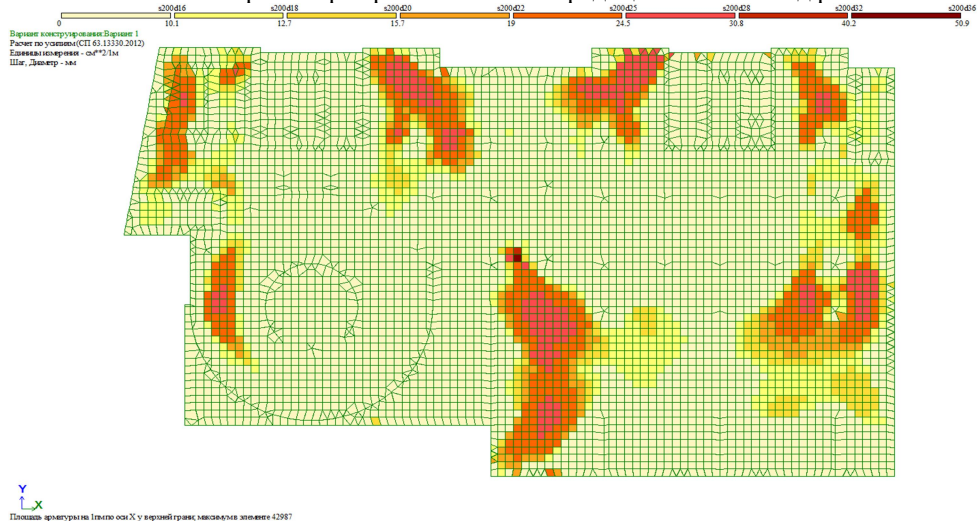


Рис. 12. Верхнее армирование по X. Расчет с учетом этапов возведения здания

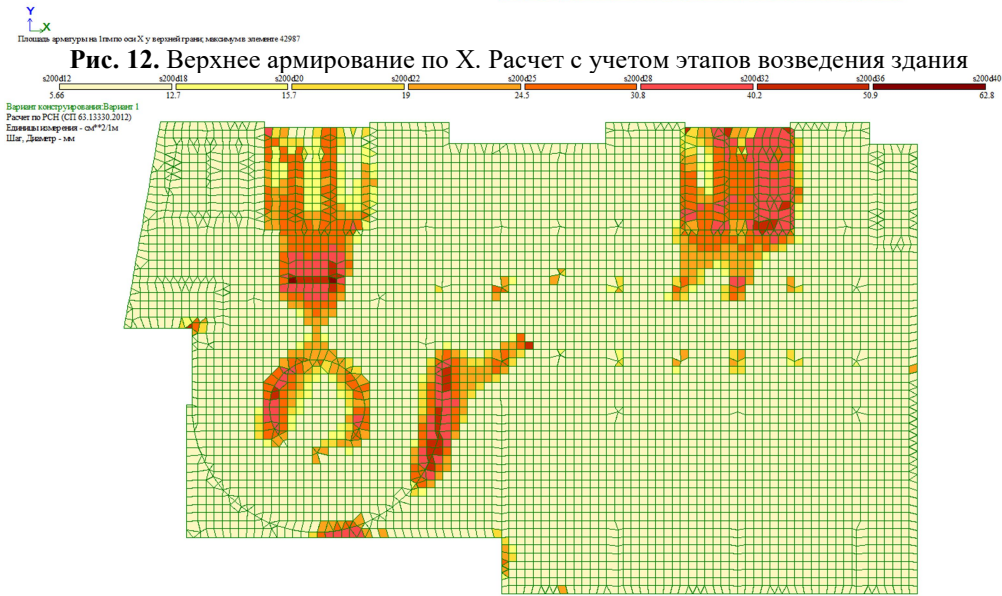
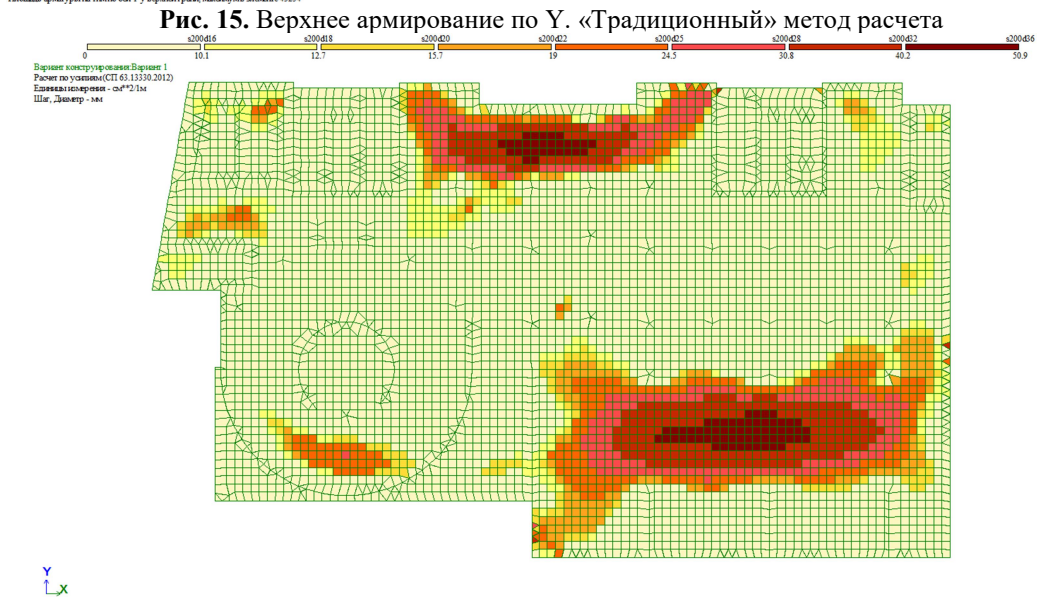
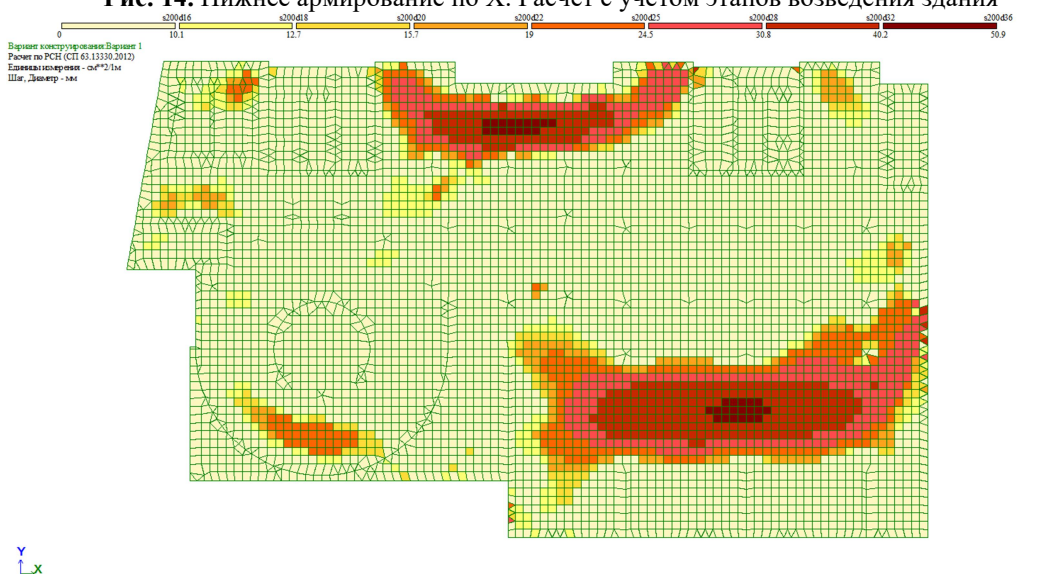
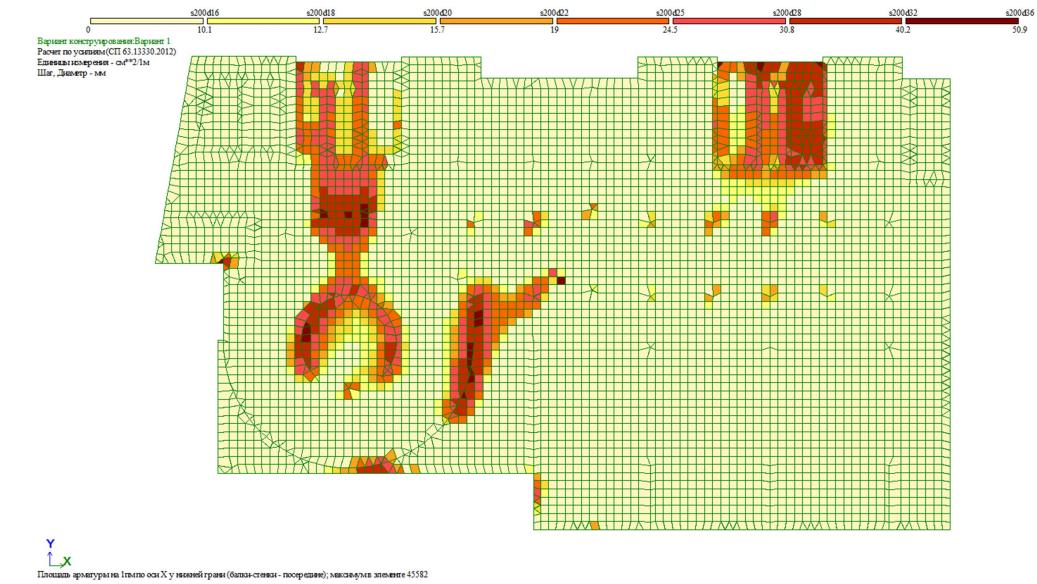


Рис. 13. Нижнее армирование по X. «Традиционный» метод расчета



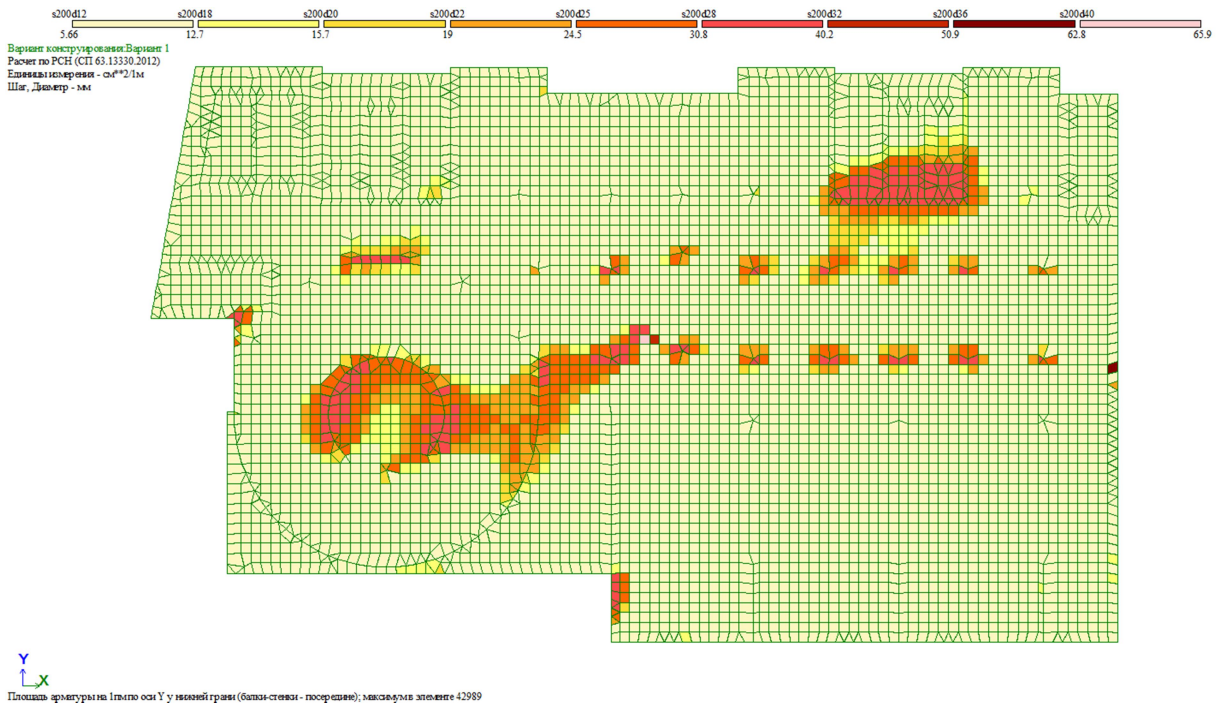


Рис. 17. Нижнее армирование по Y. «Традиционный» метод расчета

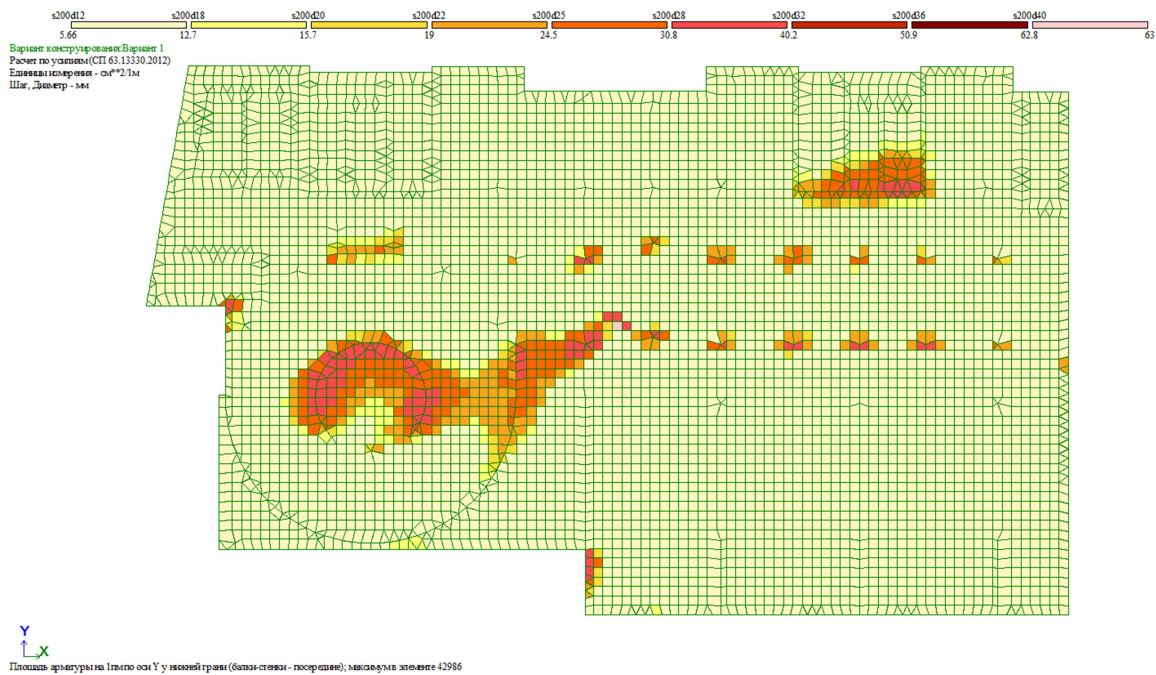


Рис. 18. Нижнее армирование по Y. Расчет с учетом этапов возведения здания

Для выявления влияния жёсткости плиты аналогичные расчеты двумя методами выполнены для фундаментной плиты на упругом основании толщиной 900 мм. Основные численные результаты сведены в таблицу. Сравнение значений (см. таблицу), показывает, что при уменьшении толщины фундаментной плиты с 1200 мм до 900 мм разница в параметрах НДС и армирования незначительна (до 5 %).

Сравнение результатов расчета фундаментной плиты на упругом основании

Наименование параметра НДС	"Традиционный" метод расчета		С учетом этапов возведения здания		%		"Традиционный" метод расчета		С учетом этапов возведения здания		%		"Традиционный" метод расчета		С учетом этапов возведения здания		%	
	Max, Max (-)	Min, Max (+)	Max, Max (-)	Min, Max (+)	Max, Max (-)	Min, Max (+)	Max, Max (-)	Min, Max (+)	Max, Max (-)	Min, Max (+)	Max, Max (-)	Min, Max (+)	Max, Max (-)	Min, Max (+)	Max, Max (-)	Min, Max (+)	Max, Max (-)	Min, Max (+)
Фундаментная плита, толщиной 1200 мм (900 мм)																		
Грунт	Песок средней крупности						Суглинок						Супесь					
Rz (кН/м ²)	-618 (-592)	-22.1 (-23.3)	-621 (-595)	-31.5 (-34)	0.49 (0.51)	42.53 (45.92)	-607 (-582)	-12.5 (-13.6)	-611 (-588)	-22 (-25)	0.66 (1.03)	76 (83.82)	-633 (-604)	-4.36 (-2.31)	-634 (-609)	-11.7 (-12.6)	0.16 (0.83)	168.35 (445.45)
Z (мм)	-30.5 (-29.1)	-0.857 (-0.922)	-30.7 (-29.3)	-1.33 (-1.46)	0.66 (0.69)	55.19 (58.35)	-50.5 (-48.1)	-0.661 (-0.767)	-50.8 (-48.7)	-1.46 (-1.72)	0.59 (1.25)	120.88 (124.25)	-116 (-111)	0.0803 (0.411)	-117 (-112)	-1.27 (-1.48)	0.86 (0.9)	1681.57 (460.1)
Средняя осадка (мм)	-17.57 (-16.55)		-17.5 (-16.46)		-0.4 (-0.54)		-28.75 (-27.13)		-28.66 (-26.94)		-0.31 (-0.7)		-66.02 (-62.33)		-65.91 (-62.05)		-0.17 (-0.45)	
Mx (кНм/1м)	-542 (-437)	833 (649)	-547 (-455)	811 (650)	0.92 (4.12)	-2.64 (0.15)	-571 (-461)	903 (714)	-579 (-480)	868 (704)	1.4 (4.12)	-3.88 (-1.4)	-592 (-482)	967 (767)	-615 (-500)	914 (751)	3.89 (3.73)	-5.48 (-2.09)
Верх. армиров. по X (см ² /1м)	30.8 (30.8)		30.8 (30.8)		0 (0)		30.8 (40.2)		30.8 (40.2)		0 (0)		30.8 (40.2)		30.8 (40.2)		0 (0)	
Ниж. армиров. по X (см ² /1м)	62.8 (50.9)		50.9 (50.9)		-18.95 (0)		62.8 (50.9)		50.9 (50.9)		-18.95 (0)		62.8 (50.9)		50.9 (50.9)		-18.95 (0)	
My (кНм/1м)	-841 (-654)	783 (747)	-846 (-660)	781 (776)	0.59 (0.92)	-0.26 (3.88)	-918 (-740)	773 (781)	-931 (-755)	756 (809)	1.42 (2.03)	-2.2 (3.59)	-952 (-786)	792 (821)	-975 (-814)	755 (836)	2.42 (3.56)	-4.67 (1.83)
Верх. армиров. по Y (см ² /1м)	40.2 (40.2)		40.2 (40.2)		0 (0)		50.9 (50.9)		50.9 (50.9)		0 (0)		50.9 (50.9)		50.9 (50.9)		0 (0)	
Ниж. армиров. по Y (см ² /1м)	40.2 (50.9)		40.2 (50.9)		0 (0)		40.2 (50.9)		40.2 (50.9)		0 (0)		40.2 (50.9)		40.2 (50.9)		0 (0)	

В заключение отметим, что использование метода расчета с использованием компьютерного моделирования процесса возведения здания позволяет более адекватно построить распределение параметров НДС и арматуры в плите.

Различия в результатах НДС и армирования фундаментной плиты для двух методов расчета не столько количественные, сколько качественные. При «традиционном» методе расчёта возможен риск недоармирования одних участков плиты и заложение избыточной арматуры в других.

Библиографический список

1. Перельмутер, А.В. Анализ конструкций с изменяющейся расчётной схемой/ А.В. Перельмутер, О.В.Кабанцев. – М.: Изд-во СКАД СОФТ, Издательский дом АСВ, 2015. – 148 с.
2. Пилягин, А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений: учеб. пособие/ А.В. Пилягин. – М.: Изд-во АСВ, 2011. – 312 с.
3. Молодых, С.А. Возведение зданий и сооружений из монолитного железобетона: учеб./ пособие / С.А. Молодых [и др.]/ - М.: Изд-во АСВ, 2005. – 192 с.
4. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция.- М.: Мин-регион России, 2011.
5. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013; учеб. пособие/ Д.А.Городецкий [и др.]; под ред. акад. РААСН А.С. Городецкого. – М.: Электронное издание, 2013. – 376 с.
6. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция. - М.: Минрегион России, 2011.

References

1. Peremuter, A.M. Analysis of structures with varying design scheme/ A.V. Perelmuter, O.V/ Kabantsev. – M.: Publisher SCAD SOFT, Publishing House ACB, 2015. – 148p.
2. . Pilyagin, A.V. Design of the bases and bases of buildings and constructions: Education guidance.: student book/ A.V. Pilyagin. – M.: Pub. house ASV, 2011. – 312 p.
3. Molodykh S.A., Construction of buildings and constructions from monolithic reinforced concrete: student book / S.A. Molodykh [and others]/ - M.: Pub. House ASV, 2005. – 192 p.
4. Set of rules 20.13330.2011. Loads and impacts. Updated edition.- M.: Minregion of Russia, 2011.
5. Software package LIRA-SAPR 2013; student book/ D.A. Gorodetsky [and others]; edited by academician of RAASN Gorodecky. – M.: Electronic edition, 2013. – 376 c.
6. Set of rules 22.13330.2011. Foundations of buildings and constructions. Updated edition. - M.: Minregion of Russia, 2011.

Ключевые слова: плита на упругом основании, коэффициенты постели, монтаж, нелинейный расчет, система МОНТАЖ-плюс ЛИРА-САПР 2013.

Keywords: plate on the elastic basis, bed coefficients, assemblage, nonlinear calculation, system MONTAZH-plus LIRA-SAPR 2013.

*Воронежский государственный
технический университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры
строительной механики
В.С. Сафронов
Россия, г. Воронеж, тел.:+7910-341-14-22
e-mail: vss22@mail.ru
Магистрант кафедры
строительной механики
Данг Тхуан Чан
Россия, г. Воронеж, тел.:+7(950)-756-89-08
e-mail: thuantrancatba@gmail.com*

*Voronezh State
Technical University
Dr of Tech. Sciences, professor of department.
of Structural Mechanics
Safronov V.S.
Voronezh, Russia, tel. :+7910-341-14-22
e-mail: vss22@mail.ru
Undergraduate of department of
Structural Mechanics
Tchan D.T., Voronezh, Russia
tel.: +7(950)7568908
e-mail: thuantrancatba@gmail.com*

В.С. Сафронов, Д.Т. Чан

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ РИСКА РАЗРУШЕНИЯ ДЛИТЕЛЬНО ЭКСПЛУАТИРУЕМОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ФЕРМЫ ПОКРЫТИЯ ЗДАНИЯ

Описывается методика вероятностного прогнозирования риска разрушения сборной железобетонной фермы, учитывающая уменьшение поперечного сечения рабочей арматуры в растянутых и сжатых стержнях вследствие ее коррозии при длительной эксплуатации. Разброс прочностных характеристик бетона и стержней арматуры, а также действующих постоянных и временных нагрузок принимается по нормальному закону.

V.S. Safronov, D.T. Tchan

PROGNOSTICATION OF DESTRUCTION RISK OF LONG-RUN UTILIZED BUILDING COVER CONCRETE FRAME

The is described the method of probabilistic prognosis of prefabricated reinforced girder destruction risk with account of principal reinforcement cross section in both tension and compressed bar as a result of its corrosion during continuous operation. The spread of strength performances of concrete and rebars as well as operative dead and life loads is taken according to standards.

Введение

От начала строительства и на протяжении всего срока эксплуатации сооружения подвергаются различного рода нагрузкам и воздействиям, способствующим их естественному нормальному или ускоренному износу [1].

Наряду с физическим износом несущей конструкции происходит их моральное старение при изменении технологических нагрузок, нормативов на действующие снеговые нагрузки, что приводит к необходимости усиления или замены несущих конструкций при капитальном ремонте или реконструкции здания [2].

Объектом исследований в настоящей публикации является главный производственный корпус расположенного в г. Воронеже ремонтного трамвайно-троллейбусного завода по ул. 45-й стрелковой дивизии. Строительство корпуса осуществлялось в 1970...1975 гг. по проекту государственного института проектирования дорожно-транспортных сооружений «ГипроКОММУНДОТРАНС», г. Воронеж.

Трамвайно-троллейбусный ремонтный завод интенсивно эксплуатировался до начала 90-х годов. Затем в связи с уменьшением трамвайного и троллейбусного движения в г. Воронеже потребность в проведении ремонтных работ резко снизилась и завод постепенно сократил производство, а в 1994 году прекратил полностью функционирование, и корпус длительное время находился без технического обслуживания.

При более чем 40-летней эксплуатации корпуса под влиянием атмосферных воздействий в несущих конструкциях, а особенно в последние годы, без проведения работ по содержанию и без консервации конструкций, появились различные дефекты, снижающие их долговечность и несущую способность. В настоящее время возникла необходимость оценки технического состояния конструкций для определения возможности использования изношенных конструкция при перепрофилировании здания.

По результатам обследования здания выявлены параметры изменения конструктивных параметров несущих конструкций. Настоящая статья посвящена вероятностной оценке несущей способности с использованием теории надежности [3-4] и теории риска [5] железобетонных ферм покрытия здания с учетом выявленных в ходе обследования дефектов и изменения в действующих нормативах расчетных нагрузок от снега [2].

1. Описание вычислительного алгоритма

Для расчета рисков разрушения железобетонной фермы определяется вероятность отказа, соответствующего возникновению в несущей конструкции первого предельного состояния. Для построения методики вероятностных расчетов введем следующие гипотезы:

- прочностные характеристики бетона принимаются случайными, распределенными по нормальному закону в соответствии с измеренными при обследовании в 2013 году средними и стандартами прочности [7-8];
- прочностные характеристики арматуры считаются случайными, распределенными по нормальному закону [9-11], числовые характеристики которого принимаются по проектным данным и в соответствии с действующими на момент строительства коэффициентами надежности и вариации прочности арматуры;
- изменения прочностных характеристик бетона и арматуры во времени не учитываются;
- геометрические параметры железобетонных ферм покрытия считаются неизменными, начиная с момента строительства в 1969 году. Исключением являются диаметры рабочей арматуры, которые принимаются в соответствии с измеренными при обследовании;
- постоянные и временные нагрузки, включая снеговые, также считаются случайными с распределением, отвечающим закону Гаусса.

Ниже приводятся последовательность и принятые выражения для проведения вероятностных расчетов.

1.1. Определение статистических характеристик для действующих нагрузок

Рассчитываются по максимальным величинам усилий от каждой из действующих на ферму покрытия нагрузок. При этом используются линии влияния для каждого элемента фермы. Средние значения m_{ij} и стандарты усилий σ_{ij} от нагрузки i -го типа для j -го элемента фермы находятся по формулам:

$$m_{ij} = S_{ij} / \gamma_{fi}, \quad (1)$$

$$\sigma_{ij} = m_{ij} \cdot \nu_{fi}. \quad (2)$$

В формулах (1) и (2) введены следующие обозначения:

S_{ij} – расчетное усилие от нагрузки i -го типа для j -го элемента фермы;

v_{si} - коэффициент вариации действующей постоянной или временной нагрузки, который вычисляется с помощью нормативного коэффициента надежности по учитываемой в расчетах нагрузки i -го типа из выражения:

$$v_{fi} = \frac{\gamma_{fi}-1}{1,64}. \quad (3)$$

Статистические характеристики усилий в j -м элементе фермы от совместного действия постоянных и временных нагрузок вычисляются без учета корреляции между ними из следующих формул:

$$m_{sj} = m_{s1j} + m_{s2j} + m_{s3j}, \quad (4)$$

$$\sigma_{sj} = \sqrt{\sigma_{1j}^2 + \sigma_{2j}^2 + \sigma_{3j}^2}. \quad (5)$$

В численных расчетах рисков разрушения фермы покрытия учитывались 3 следующих вида нагрузок с коэффициентами надежности:

- постоянные нагрузки от собственного веса фермы и плит покрытия: $\gamma_{f1} = 1,1$;
- постоянные нагрузки от веса кровли: $\gamma_{f2} = 1,2$;
- временные нагрузки от снега на покрытии: $\gamma_{f1} = 1,4$.

1.2. Определение статистических характеристик прочности арматуры для растянутых элементов железобетонной фермы

Рассчитываются по предельным усилиям в арматуре для каждого элемента фермы покрытия. Средние значения прочности арматуры и действующих в ней нормальных усилий m_R , m_N и стандарты усилий σ_N элемента фермы находятся по формулам:

$$m_R = \frac{R_{sn}}{1 - 1.64v_R}, \quad (6)$$

$$m_N = m_R \cdot A_s, \quad (7)$$

$$\sigma_N = m_R \cdot v_R. \quad (8)$$

В формулах (6), (7) и (8) введены следующие обозначения:

R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры;

A_s – площадь поперечного сечения арматуры;

v_R – коэффициент вариации прочности арматуры.

Статистические характеристики предельных усилий элемента фермы различных типов арматуры вычисляются без учета корреляции между ними из выражений:

$$m_N = m_1 + m_2 + \dots + m_n, \quad (9)$$

$$\sigma_N = \sqrt{\sigma_{N1}^2 + \sigma_{N2}^2 + \dots + \sigma_{Nn}^2}. \quad (10)$$

В численных расчетах рисков разрушения фермы покрытия учитывались два следующих вида арматуры с коэффициентами вариации:

- для канатов К-7: $v_R = 0,05$;
- для арматуры А-III: $v_R = 0,08$.

1.3. Определение статистических характеристик прочности арматуры для сжатых элементов железобетонной фермы

Рассчитываются по предельным усилиям в арматуре и бетоне каждого элемента фермы покрытия. Средние значения m_R , m_N и стандарты усилий σ_N элемента фермы находятся по формулам:

$$m_R = \frac{R_{bn}(R_{sn})}{1 - 1.64 \cdot v_R}, \quad (11)$$

$$m_N = \varphi \cdot m_R \cdot A_b(A_s), \quad (12)$$

$$\sigma_N = \varphi \cdot m_N \cdot v_R. \quad (13)$$

В формулах (11), (12) и (13) введены следующие обозначения:

R_{bn} – нормативное сопротивление бетона;

R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры;

A_b – площадь поперечного сечения элементов фермы;

A_s – площадь поперечного сечения арматуры элементов фермы;

v_R – коэффициенты вариации арматуры;

φ – коэффициент продольного изгиба, который вычисляется по формуле:

$$\varphi = \frac{\varphi_m}{\frac{S_l \varphi_m + S_m}{S} \varphi_l + \frac{S_m}{S}}, \quad (14)$$

φ_m – коэффициент продольного изгиба, учитывающий воздействие временной нагрузки

φ_l – коэффициент продольного изгиба, учитывающий воздействие постоянной нагрузки;

S_l – расчетное усилие от постоянной нагрузки;

S_m – расчетное усилие от временной нагрузки;

$$S = S_l + S_m. \quad (15)$$

Статистические характеристики предельных усилий элемента фермы от совместного действия арматуры и бетона вычисляются без учета корреляции между ними из выражений:

$$m_N = m_1 + m_2 + \dots + m_n, \quad (16)$$

$$\sigma_N = \sqrt{\sigma_{N1}^2 + \sigma_{N2}^2 + \dots + \sigma_{Nn}^2}. \quad (17)$$

В численных расчетах рисков разрушения фермы покрытия учитывались 3 следующих вида коэффициентами вариации:

- для канатов К-7: $v_R = 0,05$;
- для арматуры А-III: $v_R = 0,08$;
- для бетона: $v_R = 0,135$.

1.4. Расчет показателей надежности фермы

Вероятность отказа вычисляется с помощью функции Лапласа из предположения, что полный резерв прочности подчиняется нормальному закону распределения [7-11], из выражения:

$$Q = \frac{1}{2} - \Phi(\beta), \quad (18)$$

где β – характеристика безопасности, равная отношению математического ожидания к стандарту резерва прочности:

$$\beta = \frac{m_N - m_s}{\sqrt{\sigma_N^2 + \sigma_s^2}}. \quad (19)$$

Надежность элемента фермы и его логарифмический показатель надежности вычисляется по формулам

$$H = 1 - Q, \quad (20)$$

$$\rho = \lg\left(\frac{1}{Q}\right). \quad (21)$$

Надежность фермы как системы последовательно соединенных элементов в соответствии с теоремой умножения случайных событий равна

$$H_{\phi} = H_1 \cdot H_2 \cdot H_3 \cdot \dots \cdot H_n, \quad (22)$$

после вычисления которой можно перейти к логарифмическому показателю надежности фермы:

$$\rho_{\phi} = \lg \left(\frac{1}{1 - H_{\phi}} \right). \quad (23)$$

2. Результаты численных расчетов надежности эксплуатируемой фермы

Описанная методика определения надежности железобетонной фермы реализована в виде вычислительной программы, позволяющей изменять площади поперечного сечения рабочей арматуры вследствие коррозии. На начальном этапе приняты проектные данные по размерам фермы, параметрам сечений, их армированию и действующим на момент строительства снеговым нагрузкам. Последующие этапы эксплуатации моделировались с учетом уменьшения площадей поперечного сечения арматуры по данным обследования в 2013 году, когда в среднем площади поперечного сечения арматуры в стержнях фермы уменьшились на 15 %. На промежуточных этапах эксплуатации принимались площади арматуры по линейной интерполяции [6]. Ниже приводятся результаты расчетов надежности во всех элементах фермы на различных этапах эксплуатации с учетом изменения площадей рабочей арматуры от коррозии,

Геометрические размеры, поперечные сечения отдельных элементов и армирование стропильной железобетонной фермы покрытия показаны на рис. 1.

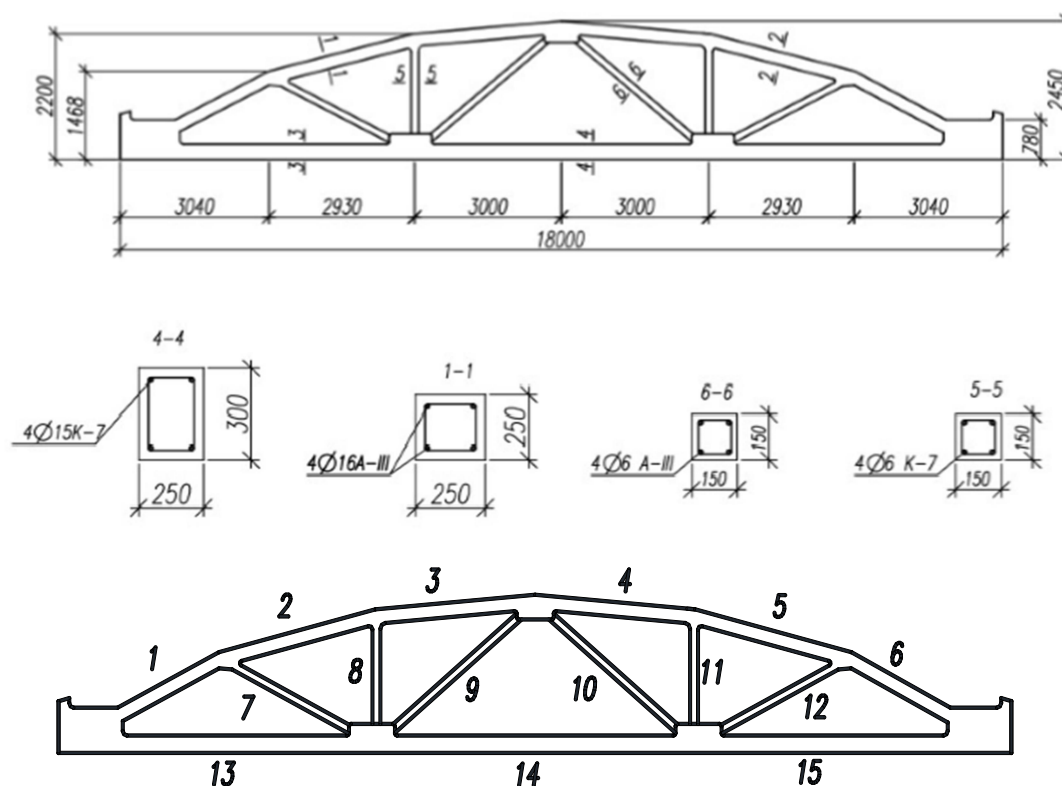


Рис. 1. Схема фермы и номера элементов

2.1. Результаты численных расчетов надежности фермы без учета коррозии арматуры

Результаты численных расчетов надежности железобетонной фермы на момент сдачи в эксплуатации представлены в табл.1. При этом коррозия арматуры полностью отсутствовала. Параметры снеговой нагрузки на покрытие здания принимались по нормам проектирования на момент начала эксплуатации.

Таблица 1

Результаты численных расчетов надежности фермы на проектные нагрузки

№ п/п	Наименование и номера элементов фермы	Параметры действующих усилий		Параметры предельных усилий		Характеристика безопасности β	Вероятность разрушения Q	Логарифмический показатель ρ
		m_{Smax}	σ_{Smax}	m_{Nmax}	σ_{Nmax}			
1	Верхний пояс – 1 и 6	604	66	1882	155	7,5	$0,117 \cdot 10^{-13}$	14
2	Верхний пояс – 2 и 5	567	62	2232	217	7,4	$0,535 \cdot 10^{-13}$	13,3
3	Верхний пояс – 3 и 4	544	59	2097	192	7,7	$0,172 \cdot 10^{-14}$	14,7
4	Раскос – 7 и 12	9	2	143	7	18,4	$0,1 \cdot 10^{-15}$	16
5	Стойки – 8 и 11	34	4	143	7	13,5	$0,1 \cdot 10^{-15}$	16
6	Сжатый раскос – 9 и 10	30	5	318	14	19	$0,1 \cdot 10^{-15}$	16
7	Нижний пояс – 13 и 15	541	59	940	42	5,5	$0,189 \cdot 10^{-7}$	7,7
8	Нижний пояс - 14	543	59	940	42	5,5	$0,189 \cdot 10^{-7}$	7,7

По вычисленным параметрам надежности отдельных стержней с использованием формул (22) и (23) найдена надежность и логарифмический показатель надежности всей фермы. Они оказались достаточно высокими и равными: $N_{\phi} = 0,9999999432956669$ и $\rho_{\phi} = 7,25$ бела.

В целях изучения последствий изменения норматива на снеговые нагрузки в 2003 году выполнена оценка изменения надежности фермы только с учетом этого фактора. Результаты расчетов приведены в табл. 2.

Таблица 2

Результаты численных расчетов надежности фермы на современные снеговые нагрузки

№ п/п	Наименование и номер элементов	Параметры действующих усилий		Параметры предельных усилий		Характеристика безопасности β	Вероятность разрушения Q	Логарифмический показатель ρ
		m_{Smax}	σ_{Smax}	m_{Nmax}	σ_{Nmax}			
1	Верхний пояс – 1 и 6	647	71	1882	155	7,3	$0,134 \cdot 10^{-12}$	12,9
2	Верхний пояс – 2 и 5	607	66	2232	217	7,2	$0,294 \cdot 10^{-12}$	12,5
3	Верхний пояс – 3 и 4	583	64	2097	192	7,5	$0,117 \cdot 10^{-13}$	14
4	Раскос – 7 и 12	15	4	143	7	15,8	$0,1 \cdot 10^{-15}$	16
5	Стойки – 8 и 11	37	5	143	7	12,3	$0,1 \cdot 10^{-15}$	16
6	Сжатый раскос – 9 и 10	36	6	318	14	18,5	$0,1 \cdot 10^{-15}$	16
7	Нижний пояс – 13 и 15	580	63	940	42	4,8	$0,79 \cdot 10^{-6}$	6,1
8	Нижний пояс - 14	581	63	940	42	4,7	$0,13 \cdot 10^{-5}$	5,9

Результаты расчетов показали, что надежность и логарифмический показатель надежности всей фермы остаются также высокими и равными: $N_{\phi} = 0,9999971199975984$ и $\rho_{\phi} = 5,54$ бела.

2.2. Исследования изменения надежности фермы при учете коррозии арматуры

Площади принимаемых в расчетах надежности стержней рабочей арматуры в различных элементах стропильной железобетонной фермы с учетом коррозии по данным обследования в 2013 году приведены в табл. 3.

Таблица 3

Изменение площади поперечных сечений арматуры по времени

№ п/п	Наименование элементов фермы	Проектная площадь арматуры $A_{пр.}, \text{см}^2$		Площади арматуры, см^2					
				через 10 лет (95 % от $A_{пр.}$)		через 20 лет (90 % от $A_{пр.}$)		через 30 лет (85 % от $A_{пр.}$)	
1	Верхний пояс	8,04		7,638		7,236		6,834	
2	Нижний пояс	5,664	3,14	5,381	2,983	5,098	2,862	4,814	2,669
3	Решетка	0,908		0,863		0,817		0,772	
4	Сжатый раскос	1,13		1,1		1,02		0,96	

Результаты численных расчетов надежности железобетонной фермы на моменты через 10, 20 и 30 лет эксплуатации с учетом уменьшения сечений арматуры от коррозии представлены соответственно в табл. 4-6.

Таблица 4

Расчет надежности фермы на действующие нагрузки через 10 лет эксплуатации

№ п/п	Наименование и номер элементов	Параметры действующих усилий		Параметры предельных усилий		Характеристика безопасности β	Вероятность разрушения Q	Логарифмический показатель ρ
		m_{Smax}	σ_{Smax}	m_{Nmax}	σ_{Nmax}			
1	Верхний пояс – 1 и 6	647	71	1870	155	7,3	$0,369 \cdot 10^{-12}$	12,4
2	Верхний пояс – 2 и 5	607	66	2216	217	7,2	$0,667 \cdot 10^{-12}$	12,2
3	Верхний пояс – 3 и 4	583	64	2076	191	7,5	$0,535 \cdot 10^{-13}$	13,3
4	Раскос – 7 и 12	15	4	136	7	15	$0,1 \cdot 10^{-15}$	16
5	Стойки – 8 и 11	37	5	136	7	11,5	$0,1 \cdot 10^{-15}$	16
6	Сжатый раскос – 9 и 10	36	6	317	14	18,4	$0,1 \cdot 10^{-15}$	16
7	Нижний пояс – 13 и 15	580	63	891	39	4,2	$0,133 \cdot 10^{-4}$	4,9
8	Нижний пояс - 14	581	63	891	39	4,2	$0,133 \cdot 10^{-4}$	4,9

Вычисления по данным табл. 4 привели к следующим параметрам надежности и логарифмического показателя надежности фермы: $N_{\phi} = 0,9999601005242$ и $\rho_{\phi} = 4,4$ бела.

Таблица 5

Расчет надежности фермы на действующие нагрузки через 20 лет эксплуатации

№ п/п	Наименование и номер элементов	Параметры действующих усилий		Параметры предельных усилий		Характеристика безопасности β	Вероятность разрушения Q	Логарифмический показатель ρ
		m_{Smax}	σ_{Smax}	m_{Nmax}	σ_{Nmax}			
1	Верхний пояс – 1 и 6	647	71	1857	155	7,09	$0,667 \cdot 10^{-12}$	12,2
2	Верхний пояс – 2 и 5	607	66	2201	217	7,02	$0,11 \cdot 10^{-11}$	12
3	Верхний пояс – 3 и 4	583	64	2062	190	7,3	$0,134 \cdot 10^{-12}$	12,9
4	Раскос – 7 и 12	15	4	129	7	14	$0,1 \cdot 10^{-15}$	16
5	Стойки – 8 и 11	37	5	129	7	10,7	$0,1 \cdot 10^{-15}$	16
6	Сжатый раскос – 9 и 10	36	6	316	14	18,3	$0,1 \cdot 10^{-15}$	16
7	Нижний пояс – 13 и 15	580	63	848	37	3,7	$0,11 \cdot 10^{-3}$	4
8	Нижний пояс - 14	581	63	848	37	3,7	$0,11 \cdot 10^{-3}$	4

Вычисления по данным табл. 5 привели к следующим параметрам надежности и логарифмического показателя надежности фермы: $N_{\phi} = 0,999670036290669$ и $\rho_{\phi} = 3,5$ бела.

Таблица 6

Расчет надежности фермы на действующие нагрузки через 30 лет эксплуатации

№ п/п	Наименование и номер элементов	Параметры действующих усилий		Параметры предельных усилий		Характеристика безопасности β	Вероятность разрушения Q	Логарифмический показатель ρ
		m_{Smax}	σ_{Smax}	m_{Nmax}	σ_{Nmax}			
1	Верхний пояс – 1 и 6	647	71	1844	154	7,0	$0,128 \cdot 10^{-11}$	11,8
2	Верхний пояс – 2 и 5	607	66	2187	217	6,9	$0,26 \cdot 10^{-11}$	11,6
3	Верхний пояс – 3 и 4	583	64	2048	190	7,28	$0,158 \cdot 10^{-12}$	12,8
4	Раскос – 7 и 12	15	4	122	7	13,3	$0,189 \cdot 10^{-7}$	7,7
5	Стойки – 8 и 11	37	5	122	7	9,8	$0,35 \cdot 10^{-11}$	11,5
6	Сжатый раскос – 9 и 10	36	6	315	14	18,2	$0,1 \cdot 10^{-15}$	16
7	Нижний пояс – 13 и 15	580	63	799	35	3,04	$0,118 \cdot 10^{-2}$	3
8	Нижний пояс - 14	581	63	799	35	3,02	$0,126 \cdot 10^{-2}$	2,9

Вычисления по данным табл. 6 привели к следующим параметрам надежности и логарифмического показателя надежности фермы: $N_{\phi} = 0,996384364233344$ и $\rho_{\phi} = 2,44$ бела.

По результатам выполненных расчетов построен график изменения логарифмического показателя надежности фермы во времени (рис. 2). Из него видно, что при линейном законе изменения во времени площадей поперечного сечения рабочей арматуры функция изменения логарифмического показателя надежности фермы близка к линейной

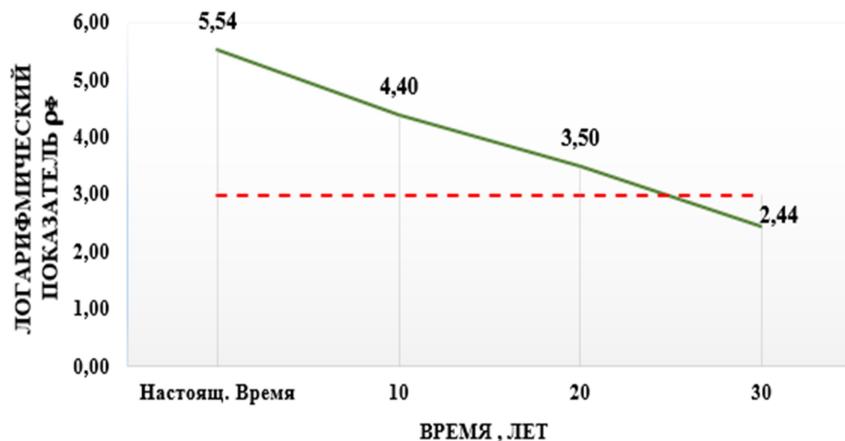


Рис. 2. График зависимости логарифмических показателей надежности фермы от времени эксплуатации

Выводы

1. Разработана методика вероятностного расчета надежности эксплуатируемой железобетонной фермы на совместное действие постоянных и временных нагрузок с учетом изменения поперечных сечений арматуры при длительной эксплуатации вследствие коррозии.
2. Предложенная методика реализована в виде вычислительной программы для математическом комплексе Mathcad и апробирована на примере изношенной типовой железобетонной фермы, в которой получены данные о коррозии рабочей арматуры в элементах растянутого нижнего пояса, которая определяет эксплуатационную надежность несущей многоэлементной конструкции.
3. Из выполненных расчетов получено, что при линейном законе изменения во времени площадей поперечного сечения рабочей арматуры функция изменения логарифмического показателя риска разрушения фермы близка к линейной. Это позволяет прогнозировать долговечность железобетонных ферм рассматриваемого вида.

Библиографический список

1. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс/ В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. - М., 1991. - 767 с.
2. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01. – 2003.
3. Лычев, А.С. Вероятностные методы расчета строительных элементов и систем: учеб пособие/ А.С. Лычев. – М.: АСВ, 2008. – 184 с.
4. Райзер, В.Д. Методы теории надёжности в задачах нормирования расчётных параметров строительных конструкций./ В.Д. Райзер. - М.: Стройиздат, 1986. – 192 с.
5. Сеницын, А.П. Расчет конструкций по теории риска./ А.П. Сеницын. – М.: Стройиздат , 1985. – 304 с.
6. Пшеничкина, В.А. Оценка остаточного ресурса основного корпуса Р-1 ОАО «ВОЛТАЙР-ПРОМ» как сложной системы/ В.А.Пшеничкина, К.Н. Сухина// Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2016. - № 1. - С. 60-65.
7. Сафронов, В.С. Применение вероятностных оценок при проектировании усиления монолитной железобетонной плиты/ В.С.Сафронов, Нгуен Динь Хоа. //Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура. 2010. - №1. – С. 152-166.

8. Сафронов, В.С. Оценка риска разрушения нормальных сечений железобетонных балок произвольной формы /В.С. Сафронов, Д.И. Доманов//Строительная механика и конструкции. – 2011 - №2. – С. 47-52.
9. Опабола, Е.А. Применение вероятностных оценок при проектировании усиления монолитной железобетонной плиты / Е.А Опабола, В.С. Сафронов//Научный вестник ВГАСУ, серия «Студент и наука». 2015. – №8. – С. 203-210.
10. Сафронов, В.С. Вероятностная оценка грузоподъемности эксплуатируемого путепровод/ В.С. Сафронов, Е.А Опабола// Строительная механика и конструкции. – 2015. - Т.1. – С. 57-67.
11. Сафронов, В.С. Влияние разброса прочности бетона и поперечной арматуры на вероятность возникновения предельного состояния в наклонных сечениях железобетонной балки от поперечной силы /В.С. Сафронов, Ж.Д.Д. Ншмиримана// Научный вестник Воронежского ГАСУ, серия «Студент и наука». – 2015. - №9 – С. 25-32.

References

1. Baikov, V.N. Reinforced concrete structure. General course/ V.N. Baikov, E.I. Sigalov. - M., 1991. - 767 p.
2. Set of rules 63.13330.2012.Concrete and reinforced concrete structures. Basic. Updated version of building specifications 52-01. – 2003.
3. Lychyov, A.S. Probabilistic methods of building members and systems design: student book/ A.S. Lychyov. – M.: ASV, 2008. – 184 p.
4. Raizer, V.D. Methods of reliability theory in problems of rate setting of building structures design./ V.D. Raizer. - M.: Stroizdat, 1986. – 192 p.
5. Sintsin, A.P. Structures design according to theory of risk./ A.P. Sinitsin. – M.: Stroizdat 1985. – 304 p.
6. Pshenichkina, V.A. Assessment of residual resource of main bulk/ VB.A.Pshenichkina, K.N. Sukhina// Construction Mechanics and structures. – 2016. - № 1. - P. 60-65.
7. Safronov, V.S. Application of probabilistic assessments while designing of monolith reinforced concrete slab strength/ V.S.Safronov, Nguen D. Th. //Scientific bulletin of VGASU. Building and Architecture. 2010. - №1. – P. 152-166.
8. Safronov, V.S. Assessment reinforcement bar of arbitrary shape normal section /V.S. Safronov, D.I. Domanov//Construction Mechanics and structures. – 2011 - №2. – P. 47-52.
9. Opabola, E.A. Application of probabilistic assessments while designing of monolith reinforced concrete slab strength / E.A Opabola, V.S. Safronov//Scientific bulletin of VGASU, series «Student and science». 2015. – №8. – P. 203-210.
10. Safronov, V. S. Probabilistic assessment of load-carrying capacity of operated viaduk/ V.S. Safronov, E.A Opabola// Construction Mechanics and structures. – 2015. - Т.1. – P. 57-67.
11. Safronov, V.S.Impact of spread of concrete strength and cross reinforcement on probability of limit state appearance in reinforced concrete bar oblique section caused by cross stress /V.S. Safronov, Zh.D.D. Nshimiriman // Scientific bulletin of VGASU, series «Student and science». – 2015. - №9 – P. 25-32.

Ключевые слова: железобетонная сборная ферма, прогноз риска разрушения, вероятность отказа, логарифмический показатель риска, нормальное распределение прочности материалов и нагрузок, коэффициенты вариации прочности материалов и нагрузок.

Keywords: reinforced prefabricated girder, prognosis of destruction risk, probability of failure, logarithm risk index, standard spread of material strength and loads, coefficient of materials and loads strength variation.

УДК 624.012.4:624.042.1

*Воронежский государственный
технический университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительной механики*

Г. Е. Габриелян

Магистранты кафедры строительной механики

С. Ю. Струков

О. И. Пехник

Россия, г. Воронеж, тел.: +7(910)2466555

e-mail: pekhnik@list.ru

Voronezh State

Technical University

*PhD of Tech. Sc., associate professor of
department of Structural Mechanics*

G. E. Gabrielyan

*Undergraduates of department
of Structural Mechanics*

S. Y. Strukov

O. I. Pekhnik

Voronezh, Russia, , tel.: +7(910)2466555

e-mail: pekhnik@list.ru

Г.Е. Габриелян, С.Ю. Струков, О.И. Пехник

РАСЧЁТНЫЙ АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ДЕФЕКТОВ ПРИ ИЗГОТОВЛЕНИИ МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КАРКАСА ЗДАНИЯ

Приводится численное исследование влияния дефектов на напряженно-деформированное состояние пространственного каркаса здания из монолитного железобетона на основе конечно-элементной расчетной схемы.

G.E. Gabrielyan, S.Y. Strukov, O.I. Pekhnik

COMPUTED ANALYSIS OF DEFECTS IMPACT ON BUILDING FRAME DEFLECTED MODE DURING MONOLITHIC STRUCTURES PRODUCTION

Numerical investigation of defects impact on deflected mode of spatial frame from reinforced concrete of the building based on finite element calculation scheme.

По статистике около 80 % случаев выхода из строя железобетонных конструкций являются следствием различных нарушений при производстве строительных работ, в результате которых возникают дефекты. Конкретными причинами их возникновения могут быть нарушения технологии изготовления конструкций на строительной площадке, отступления от проектной и нормативной документации, агрессивное воздействие окружающей среды. Во всех случаях дефект несущей конструкции оказывает существенное влияние на напряженно-деформированное состояние каркаса здания.

Численные исследования проводились для общественного здания административного назначения, представляющего собой обособленное подразделение для осуществления функций организации. Здание сложной формы (размеры в осях – 29,6×34,2 м) имеет два надземных этажа и цокольный, высота этажей – 3,3 м соответственно. Конструктивная схема здания – каркасная. Несущие конструкции:

- колонны: материал – монолитный железобетон; сечение – 400×400 и 400×600 мм; шаг колонн в продольном и поперечном направлении переменный;
- перекрытия безбалочные бескапитальные: материал – монолитный железобетон; толщина – 300 мм;
- стены-диафрагмы жесткости: материал – монолитный железобетон; толщина – 200 мм; стены цоколя: материал – монолитный железобетон; толщина – 400 мм.

© Габриелян Г.Е., Струков С.Ю., Пехник О.И., 2016

В рассматриваемом здании в доэксплуатационный период было выявлено наличие определенных дефектов конструкций. За **дефект №1** принято смещение осей вертикальных несущих элементов – колонн относительно разбивочных осей Б и 6 в плане на 200 мм в пределах 2-го этажа. Причастными к его образованию можно считать неполный объем геодезических работ, а также слабый геодезический контроль. Под **дефектом №2** понимается полное отслоение защитного слоя бетона толщиной 35 мм в отдельной части плиты перекрытия 1-го этажа в результате неудовлетворительных условий твердения бетона, отсутствия мероприятий по тепловой защите. Некачественные исходные материалы, неточная дозировка компонентов бетона, недостаточное уплотнение бетонной смеси повлекли за собой возникновение **дефекта №3** – пониженного значения класса бетона (В15 вместо В25) во всех несущих конструктивных элементах каркаса здания.

Для исследования влияния данных дефектов на напряженно-деформированное состояние (НДС) каркаса здания была создана и рассмотрена конечно-элементная пространственная модель каркаса здания без дефектов, максимально приближенная к функциональным составным частям реального здания и учитывающая каждый из трех имеющихся дефектов в отдельности в среде программно-вычислительного комплекса SCAD Office. Расчетная статическая модель воспроизводит нагрузочные характеристики системы, отображает геометрико-жесткостные, инерционные характеристики. Так, на расчетную схему пространственного каркаса здания без дефектов и с учетом каждого из трех дефектов в отдельности прикладывались все виды предварительно заданных постоянных и временных нагрузок. Установлена наиболее неблагоприятная комбинация загрузений.

На рис. 1 представлена модель каркаса здания без дефектов, полученная с помощью режима презентационной графики программного комплекса SCAD Office.

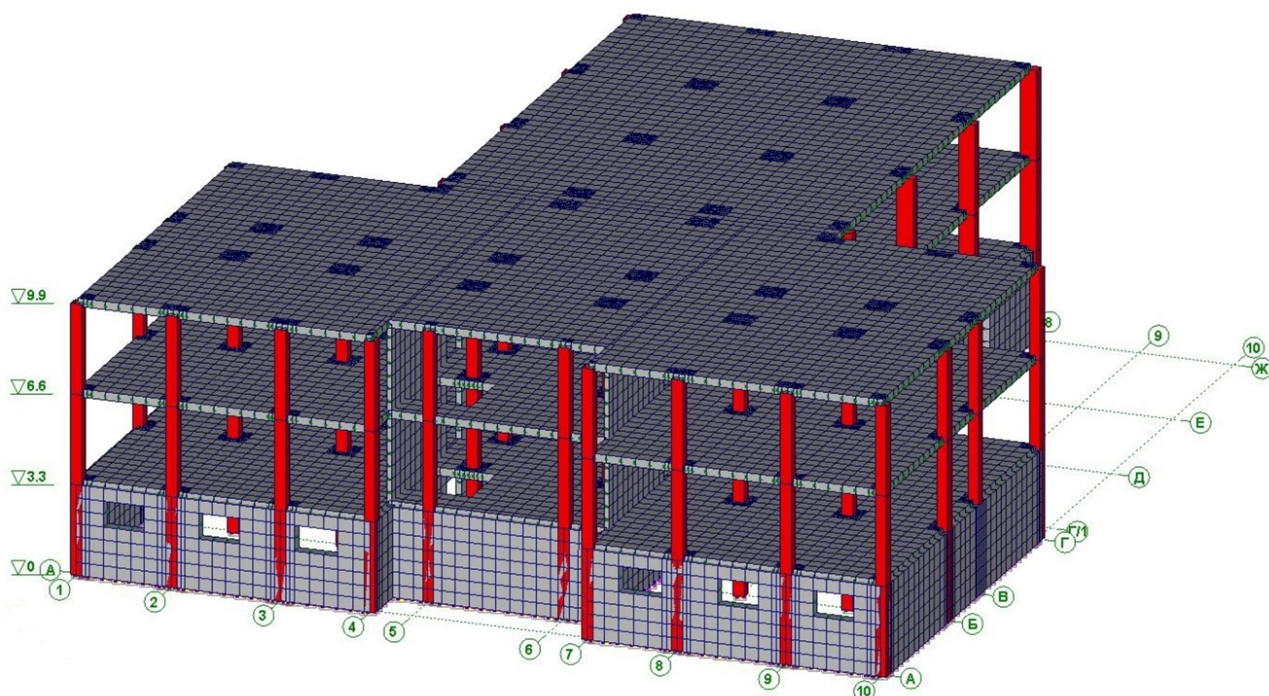


Рис. 1. Расчетная модель каркаса здания без дефектов

Конечно-элементная модель каркаса здания содержит 20895 конечных элементов (КЭ) и 17418 узлов. Различия при учете дефектов №2 и №3 наблюдаются в описании элементов расчетной схемы, приведенном в табл. 1, при учете дефекта №1 – в компоновке схемы каркаса здания.

Описание элементов расчетной схемы

Название элемента	Тип конечного элемента	Сечение, мм	Материал
Колонны прямоугольного сечения (длина элемента – 3,3 м)	5 (пространственный стержень без учета сдвига)	400×400 400×600 600×400	Бетон В25 Бетон В15 (для каркаса с дефектом №3)
Плита перекрытия и покрытия	42, 44 (треугольный и четырехугольный КЭ оболочки)	300 265 (для каркаса с дефектом №2, в отдельной части плиты)	Бетон В25 Бетон В15 (для каркаса с дефектом №3)
Стены-диафрагмы жесткости (высота – 3,3 м)	44 (четырёхугольный КЭ оболочки)	200	Бетон В25 Бетон В15 (для каркаса с дефектом №3)
Стены цоколя (высота – 3,3 м)	44 (четырёхугольный КЭ оболочки)	400	Бетон В25 Бетон В15 (для каркаса с дефектом №3)

Для моделирования жесткого защемления колонн, стен-диафрагм жесткости и стен цоколя в условный фундамент на нижние узлы элементов цокольного этажа наложены связи по всем шести степеням свободы. Диафрагмы жесткости представлены вертикальными элементами несущей системы, выполняющими функции по восприятию горизонтальных ветровых нагрузок. Стены-диафрагмы запроектированы на всю высоту здания, начиная от условного фундамента.

Разбиение плит перекрытия и покрытия сеткой на четырехугольные КЭ выполнено с непостоянным шагом, поскольку шаг колонн в продольном и поперечном направлении переменный. В продольном направлении принят шаг 0,5 м и 0,53 м, в поперечном направлении – 0,5 м и 0,4 м. Сетка в виде треугольных КЭ задана в местах стыка колонны с плитой с шагом триангуляции 0,2 м. Для моделирования области сопряжения монолитной колонны и плиты введены конечные элементы специального типа, обладающие набором узлов, расстояния между которыми для любой пары узлов остаются неизменными – трехмерные абсолютно жесткие тела (АЖТ). Это необходимо для частичного снижения пика изгибающих моментов в плите. Габариты жесткого тела в этом случае соответствуют размерам сечения колонны.

Разбиение стен (диафрагм жесткости и цоколя) сеткой на четырехугольные КЭ выполнено по высоте с шагом 0,47 м, по ширине – 0,4 м, 0,5 м и 0,53 м таким образом, чтобы они имели общие узлы с другими элементами расчетной схемы.

В результате расчета каркаса здания без дефектов и с учетом дефекта №1 были получены числовые значения изгибающих моментов M_u и M_z для двух рядов колонн, в которых рассматривается их смещение, изополя изгибающих моментов M_x и M_y в плите перекрытия 1-го этажа и их числовые значения. Вид изополей при расчете каркаса без дефектов и с дефектом №1 примерно одинаковый, разница наблюдается лишь в значениях исследуемых факторов.

Для наглядности введена нумерация дефектных колонн и точек ячеек плиты (рис. 2). При анализе полученных результатов значения изгибающих моментов M_u и M_z устанавливались в верхней точке колонн 1-го этажа, а значения M_x и M_y – в самой неблагоприятной точке плиты, которая является центром ячейки, ограниченной разбивочными осями.

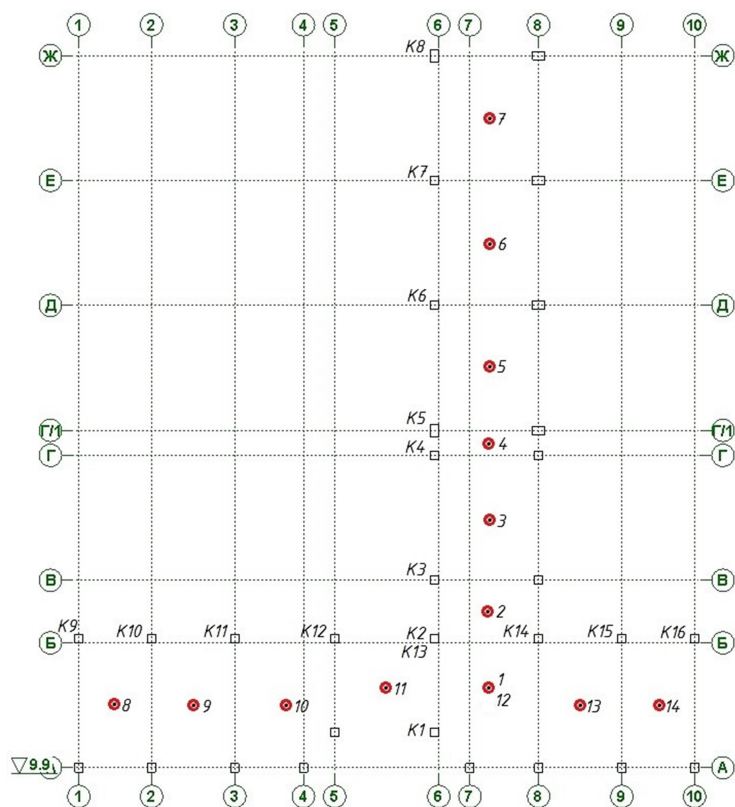


Рис. 2. Нумерация дефектных колонн и точек ячеек плиты

В табл. 2 и табл. 3 представлены значения изгибающих моментов M_y , M_z в колоннах и M_x , M_y в плите перекрытия соответственно при расчете каркаса здания без дефектов и с учетом дефекта №1.

Таблица 2

Значения изгибающих моментов M_y и M_z в колоннах при расчете каркаса здания без дефектов и с учетом дефекта №1 и разница между ними

Номер элемента	Исследуемый фактор – M_y , кН·м			Исследуемый фактор – M_z , кН·м		
	Каркас без дефектов	Каркас с учетом дефекта №1	Разница Δ , %	Каркас без дефектов	Каркас с учетом дефекта №1	Разница Δ , %
K1	-9,30	-12,28	+32,04	+10,14	+10,39	+2,47
K2	-21,08	-23,01	+9,16	-0,87	+1,08	224,14
K3	-23,36	-25,57	+9,46	+4,20	+3,98	-5,24
K4	-12,24	-13,93	+13,81	-3,40	-3,60	+5,88
K5	-16,71	-20,15	+20,59	+54,76	+54,66	-0,18
K6	-11,30	-20,57	+82,04	-7,11	-7,22	+1,55
K7	-11,06	-20,90	+88,97	+9,39	+9,37	-0,21
K8	-2,80	-14,95	+433,93	-83,87	-84,12	+0,30
K9	+19,06	+18,67	-2,05	-15,87	-9,64	-39,26
K10	+7,19	+7,18	-0,14	-20,73	-14,25	-31,26
K11	-12,57	-12,38	-1,51	-16,07	-11,41	-29,00
K12	+20,58	+20,62	+0,19	+1,84	+4,99	+171,20
K13	-21,08	-23,01	+9,16	-0,87	+1,08	224,14
K14	+12,38	+12,08	-2,42	-14,62	-10,02	-31,46
K15	-8,38	-8,37	-0,12	-20,17	-13,82	-31,48
K16	-18,79	-18,41	-2,02	-15,40	-9,30	-39,61

Значения изгибающих моментов M_x и M_y в плите при расчете каркаса здания без дефектов и с учетом дефекта №1 и разница между ними

Номер точки	Исследуемый фактор – M_x , кН·м/м			Исследуемый фактор – M_y , кН·м/м		
	Каркас без дефектов	Каркас с учетом дефекта №1	Разница Δ , %	Каркас без дефектов	Каркас с учетом дефекта №1	Разница Δ , %
1	-8,14	-7,45	-8,48	+0,38	+0,26	-31,58
2	-4,10	-4,09	-0,24	-2,35	-2,04	-13,19
3	-10,17	-9,89	-2,75	+1,11	+1,16	+4,50
4	-3,58	-3,33	-6,98	-14,56	-14,29	-1,85
5	+7,27	+6,57	-9,63	+24,36	+24,42	+0,25
6	+8,32	+6,82	-18,03	+11,48	+11,56	+0,70
7	+13,27	+11,95	-9,95	+26,76	+26,91	+0,56
8	+6,77	+6,67	-1,48	+27,48	+26,42	-3,86
9	+12,02	+11,82	-1,66	+23,48	+22,59	-3,79
10	-3,51	-3,27	-6,84	+2,59	+2,51	-3,09
11	+16,80	+17,65	+5,06	+9,32	+9,20	-1,29
12	-8,14	-7,45	-8,48	+0,38	+0,26	-31,58
13	+12,19	+11,95	-1,97	+23,12	+22,28	-3,63
14	+6,78	+6,68	-1,47	+27,43	+26,38	-3,83

В результате расчета каркаса здания без дефектов и с учетом дефекта №2 были получены изополя перемещений по Z (мм) узлов плиты перекрытия 1-го этажа и их числовые значения.

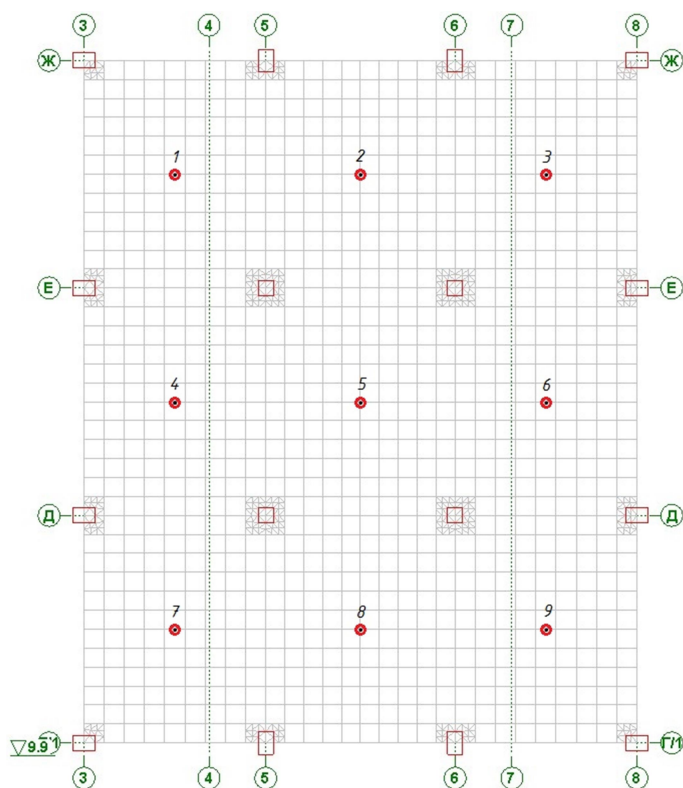


Рис. 3. Нумерация точек ячеек дефектной части плиты

При анализе полученных результатов значения перемещений устанавливались в той части плиты, в которой наблюдается дефект полного отслоения защитного слоя бетона. Перемещения по Z исследуются по самым неблагоприятным точкам, которые, в свою очередь, являются центрами ячеек, ограниченных разбивочными осями. Нумерация точек ячеек дефектной части плиты в плане представлена на рис. 3.

В табл. 4 приведены значения перемещений по Z в исследуемых точках при расчете каркаса здания без дефектов и с учетом дефекта №2.

Таблица 4

Значения перемещений по Z в дефектной части плиты при расчете каркаса здания без дефектов и с учетом дефекта №2 и разница между ними

Номер точки	Исследуемый фактор – перемещения по Z, мм		
	Каркас без дефектов	Каркас с учетом дефекта №2	Разница Δ , %
1	-1,58	-1,90	20,25
2	-1,80	-2,11	17,22
3	-1,57	-1,89	20,38
4	-1,12	-1,23	9,82
5	-1,57	-1,65	5,10
6	-1,11	-1,22	9,91
7	-1,21	-1,45	19,83
8	-1,54	-1,78	15,58
9	-1,23	-1,47	19,51

В результате расчета каркаса здания без дефектов и с учетом дефекта №3 были получены изополя перемещений по Z (мм) узлов плит междуэтажных перекрытий и плиты покрытия и их числовые значения. Перемещения по Z исследовались поэтажно в каждой точке ячейки плиты. Нумерация точек ячеек в плане представлена на рис. 4. Такой порядок нумерации соответствует точкам плиты перекрытия каждого этажа.

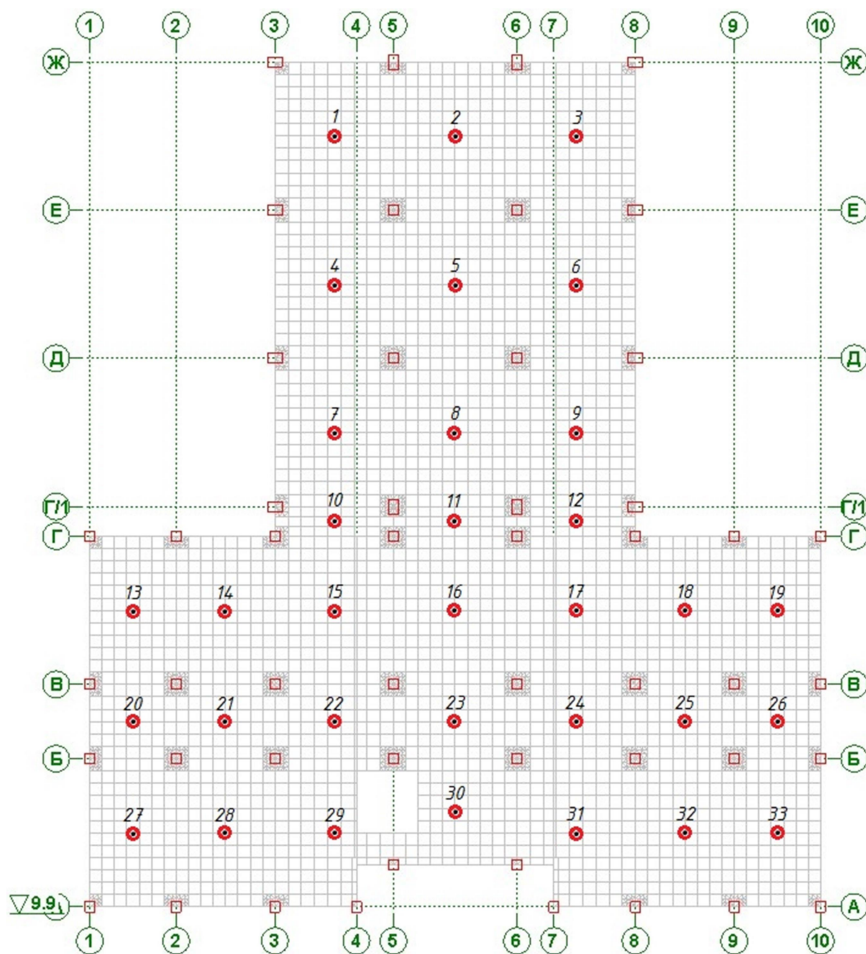


Рис. 4. Нумерация точек ячеек плиты

В табл. 5 представлены значения перемещений по Z в исследуемых точках плиты перекрытия каждого этажа при расчете каркаса здания без дефектов и с учетом дефекта №3.

Таблица 5

Значения перемещений по Z в плите перекрытия каждого этажа при расчете каркаса здания без дефектов и с учетом дефекта №3 и разница между ними

Номер точки	Исследуемый фактор – перемещения по Z , мм								
	В плите пер. цок. этажа			В плите пер. 1-го этажа			В плите покрытия		
	Каркас без дефектов	Каркас с учетом дефекта №3	Разница Δ , %	Каркас без дефектов	Каркас с учетом дефекта №3	Разница Δ , %	Каркас без дефектов	Каркас с учетом дефекта №3	Разница Δ , %
1	–	–	–	-1,58	-2,06	30,38	-1,40	-1,82	30,00
2	-1,08	-1,41	30,56	-1,80	-2,35	30,56	-1,67	-2,17	29,94
3	-0,59	-0,77	30,51	-1,57	-2,05	30,57	-1,40	-1,82	30,00
4	-0,61	-0,79	29,51	-1,12	-1,45	29,46	-1,50	-1,95	30,00
5	-1,27	-1,65	29,92	-1,57	-2,04	29,94	-2,02	-2,62	29,70
6	-0,60	-0,78	30,00	-1,11	-1,44	29,73	-1,50	-1,95	30,00
7	-0,61	-0,79	29,51	-1,21	-1,58	30,58	-1,04	-1,36	30,77
8	-1,22	-1,59	30,33	-1,54	-2,00	29,87	-1,38	-1,80	30,43
9	-0,62	-0,80	29,03	-1,23	-1,60	30,08	-1,07	-1,39	29,91
10	-0,05	-0,07	40,00	-0,09	-0,11	22,22	-0,11	-0,14	27,27
11	-0,22	-0,28	27,27	-0,29	-0,38	31,03	-0,34	-0,45	32,35
12	-0,05	-0,06	20,00	-0,08	-0,11	37,50	-0,10	-0,13	30,00
13	-0,39	-0,51	30,77	-1,32	-1,72	30,30	-1,35	-1,76	30,37
14	-0,84	-1,10	30,95	-1,27	-1,66	30,71	-1,34	-1,74	29,85
15	-0,19	-0,25	31,58	-0,26	-0,34	30,77	-0,29	-0,37	27,59
16	-0,80	-1,05	31,25	-0,88	-1,15	30,68	-0,89	-1,16	30,34
17	-0,18	-0,24	33,33	-0,26	-0,34	30,77	-0,28	-0,37	32,14
18	-0,84	-1,10	30,95	-1,28	-1,67	30,47	-1,34	-1,75	30,60
19	-0,39	-0,51	30,77	-1,32	-1,72	30,30	-1,35	-1,77	31,11
20	-0,19	-0,25	31,58	-0,36	-0,47	30,56	-0,46	-0,60	30,43
21	-0,43	-0,55	27,91	-0,61	-0,79	29,51	-0,74	-0,97	31,08
22	-0,12	-0,16	33,33	-0,20	-0,26	30,00	-0,23	-0,29	26,09
23	-0,59	-0,77	30,51	-0,75	-0,98	30,67	-0,86	-1,13	31,40
24	-0,12	-0,16	33,33	-0,20	-0,26	30,00	-0,23	-0,30	30,43
25	-0,43	-0,55	27,91	-0,61	-0,79	29,51	-0,74	-0,96	29,73
26	-0,19	-0,24	26,32	-0,36	-0,46	27,78	-0,46	-0,60	30,43
27	-0,39	-0,51	30,77	-1,33	-1,73	30,08	-1,37	-1,78	29,93
28	-0,88	-1,15	30,68	-1,37	-1,79	30,66	-1,46	-1,90	30,14
29	-0,24	-0,31	29,17	-0,37	-0,48	29,73	-0,36	-0,47	30,56
30	-0,40	-0,53	32,50	-0,81	-1,06	30,86	-0,82	-1,07	30,49
31	-0,22	-0,29	31,82	-0,34	-0,44	29,41	-0,38	-0,49	28,95
32	-0,88	-1,14	29,55	-1,36	-1,77	30,15	-1,46	-1,90	30,14
33	-0,39	-0,51	30,77	-1,32	-1,73	31,06	-1,37	-1,78	29,93

Выводы

1. Смещение осей колонн относительно разбивочных осей в плане в пределах одного надземного этажа дает увеличение значений изгибающих моментов M_u и M_z в колоннах нижележащего этажа и уменьшение значений M_x и M_y в точках плиты перекрытия 1-го этажа. Наибольшая разница составляет: в колоннах – $\Delta M_{\max} = 88,97\%$ (К7),

$\Delta Mz_{max} = 171,20\%$ (К12); в точках плиты – $\Delta Mx_{max} = 18,03\%$ (т.6), $\Delta My_{max} = 31,58\%$ (т.1).

2. Отсутствие защитного слоя бетона в отдельной части плиты перекрытия 1-го этажа оказывает существенное влияние на вертикальные перемещения точек дефектной части плиты, а следовательно, и на значения прогибов. Наибольшая разница в вертикальных перемещениях точек плиты равна $\Delta Z_{max} = 20,38\%$ (т.3).
3. Использование класса бетона более низкого, чем заложенного в проекте, уменьшает изгибную жесткость плиты. Значения вертикальных перемещений точек плит перекрытия и покрытия при использовании бетона В15 увеличиваются. Наибольшая разница составляет: в точках плиты перекрытия цокольного этажа – $\Delta Z_{max} = 40,00\%$ (т.10), в точках плиты перекрытия 1-го этажа – $\Delta Z_{max} = 37,50\%$ (т.12), в точках плиты покрытия – $\Delta Z_{max} = 32,35\%$ (т.11).

Библиографический список

1. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*/ Министерство Регионального развития РФ. – М., 2011. – 96 с.
2. Перельмутер, А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа/ А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: ДМК Пресс, 2007. – 600 с.
3. Анпилов, С.М. Технология возведения зданий и сооружений из монолитного железобетона: учеб. пособие. – М.: Из-во АСВ, 2010. – 576 с.
4. Руфферт, Г. Дефекты бетонных конструкций/ Г. Руфферт: пер. с нем. И.Г. Зеленцова; под ред. В.Б. Семенова. – М.: Стройиздат, 1987. – 111 с.

References

1. Set of rules 20.13330.2011. Loads and effects. Updated wording of Building norms and regulations 2.01.07-85*/ Ministry of Region Development of RF. – M.: 2011. – 96 p.
2. Perelmuter, A. V. Design models of structures and their analysis possibility/ A. V. Perelmuter, V. I. Slivker. – M.: DMK Press, 2007. – 600 p.
3. Anpilov, S. M. The technology of erection of buildings and structures of reinforced concrete. Tutorial. – M.: Publishing Association building universities, 2010. – 576 p.
4. Ruffert, G. Defects concrete structures/ Translated from the German. I. G. Zelentsov; Ed. by V. B. Semenov. - M.: Stroyizdat, 1987. – 111 p.

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние, пространственный каркас, дефект несущей конструкции, расчетная модель, изополя изгибающих моментов, изополя перемещений.

Keywords: deflected mode, spatial frame, defect of support structure, design model, contour plots of bending moments, contour plots of displacements.

УДК 624.26

*Воронежский государственный
технический университет
Д-р техн. наук., проф. кафедры
строительной механики
В.С. Сафронов
Россия, г. Воронеж, тел.: +7910-341-14-22
e-mail: vss22@mail.ru
Магистрант кафедры
строительной механики
Ж. Д.Д. Ншимиримана
Россия, г. Воронеж, тел.: +7(900)-308-37-96
e-mail: jeandedieu.nshimirimana@yahoo.fr*

*Voronezh State Technical
University
Dr of Tech. Sc., professor of
department of Structural Mechanics
Safronov V.S.
Voronezh, Russia, tel.: +79103411422
e-mail: vss22@mail.ru
Undergraduate of department of Structural
Mechanics
Nshimirimana J.D.D.
Russia, Voronezh, tel.: +7900308396
e-mail: jeandedieu.nshimirimana@yahoo.fr*

В.С. Сафронов, Ж. Д.Д. Ншимиримана

РАСЧЕТНАЯ ОЦЕНКА ВЕРОЯТНОСТИ РАЗРУШЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ ПО НАКЛОННОМУ СЕЧЕНИЮ ПРИ ИЗГИБЕ

Описывается алгоритм альтернативной численной реализации расчета вероятности возникновения предельных состояний в наклонных сечениях железобетонной балки при учете разброса прочностных характеристик материалов и действующих нагрузок по нормальному закону распределения. Приводятся результаты расчета изменения логарифмического показателя надежности по предлагаемому алгоритму балки таврового поперечного сечения по длине приопорной зоны.

V.S. Safronov, J.D.D. Nshimirimana

DESIGN ASSESSMENT OF CONCRETE BEAM DESTRUCTION PROBABILITY IN OBLIQUE SECTION DURING WHILE BENDING

There is described the algorithm of alternative numerical realization of calculation of probability of limit state in reinforced concrete bar oblique section in account of spread of materials strength characteristics and acting loads according to standard distribution law. There are also given the results of calculation of logarithm reliability index changing according to the suggested algorithm of T-cross section along the near support zone.

Введение

В соответствии с действующими нормативными документами по железобетонным конструкциям СНиП 2.03.01-84*[1], СП 52-101-2003[3] и по действующим нагрузкам СНиП 2.01.07-85*[2] оценка прочности железобетонной балки осуществляется путем сопоставления действующих усилий от заданных расчетных нагрузок с их предельными значениями, которые могут быть восприняты сечениями элементов в предельном состоянии. Флуктуации нагрузок и прочностных характеристик материалов учитываются в настоящее время при проведении детерминированных прочностных расчетов косвенным образом при назначении расчетных нагрузок и расчетных сопротивлений материалов введением коэффициентов надежности по нагрузке, по материалу, ответственности сооружений и др. В настоящее время в строительной отрасли России, как и других стран, прогнозируется переход от детерминированных прочностных расчетов несущих строительных конструкций к вероятностным, позволяющим осуществлять непосредственный учет случайных отклонений прочности материалов и действующих нагрузок от средних значений.

© Сафронов В.С., Ншимиримана Ж. Д.Д., 2016

В настоящей работе рассматривается задача определения надежности приопорных зон изгибаемых балок [4-5], где наиболее опасными являются наклонные сечения, в которых возможно возникновение предельных состояний от действия поперечных сил. Некоторые аспекты указанной задачи в вероятностной постановке с использованием принятых в теории надежности [6-7] и теории риска [8] положений с учетом разброса прочностных характеристик материалов и действующих нагрузок рассматривались в работах [9-10,13]. Однако в этих публикациях обычно ограничиваются изучением напряженного состояния в пучке наклонных сечений, начинающихся в одной точке вблизи опоры. Это не позволяет изучить распределение усилий по всей длине приопорной зоны. Предлагаемый в настоящей статье алгоритм позволяет избежать этого недостатка.

1. Описание усовершенствованного вычислительного алгоритма

Рассматривается однопролетная, загруженная равномерно распределенной по длине нагрузкой интенсивностью q железобетонная балка таврового поперечного сечения, которая армирована продольной стержневой арматурой вблизи нижней и верхней поверхностей ребра и поперечными хомутами, которые в приопорной зоне установлены с постоянным шагом s (рис. 1). Там же имеются отгибы продольной арматуры, расположение которых в приопорной зоне задано. Размеры балки, диаметры продольных стержней и хомутов, углы наклона отгибов к продольной оси балки считаются детерминированными. Случайными являются прочностные характеристики бетона, продольной и поперечной арматуры и действующие нагрузки, которые описываются нормальными законами распределения с заданными средними значениями mR_b , mR_s , mQ_{fmax} и коэффициентами вариации ϑ_b , ϑ_s , ϑ_f .

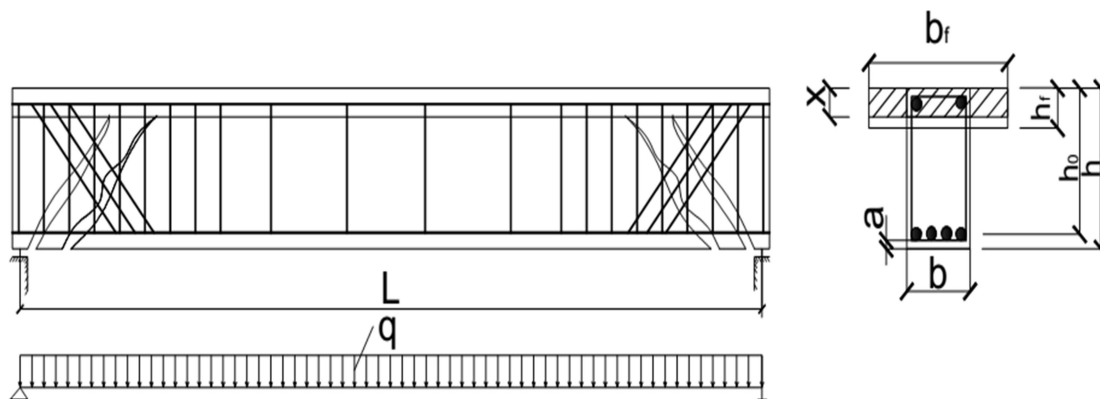


Рис. 1. Армирование приопорных зон железобетонной балки

При выполнении вероятностных расчетов надежности балки по наклонным сечениям расположение любых сечений, по которым определяется вероятность возникновения предельных состояний, выполняется набором пучков прямых линий, вершины которых находятся на переменном расстоянии c от опорного сечения балки в точках, расположенных на уровне низа сжатой зоны бетона (рис. 2). Углы наклона каждого из рассматриваемых наклонных сечений задаются переменной ψ , представляющей собой угол, отсчитываемый от вертикали. При произвольном варьировании двумя независимыми переменными c и ψ задается любое наклонное сечение в приопорной зоне балки.

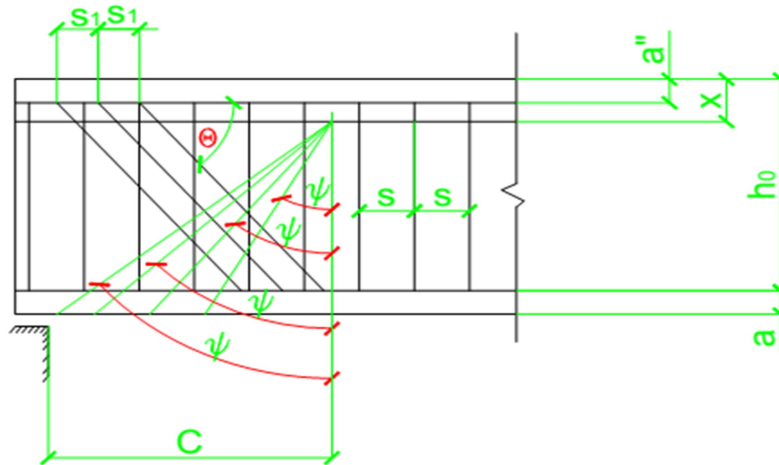


Рис. 2. Моделирование наклонных сечений железобетонной балки

Условие прочности железобетонной балки по наклонным сечениям имеет вид [9-10,13]:

$$Q_f \leq Q_{пр}(\psi) = Q_{bt}(c, \psi) + Q_{хом}(\psi) + Q_{отг}(\psi), \quad (1)$$

где Q_f - максимальная расчетная поперечная сила в вершине наклонного сечения, которая определяется по эпюре поперечных сил и при эксплуатации балки не должна превысить предельную поперечную силу $Q_{пр}(\psi)$. Статистические характеристики (математическое ожидание и среднее квадратическое отклонение) поперечной силы для вероятностных расчетов определяются по нормативным значениям коэффициентов надежности по нагрузке. Формулы для расчетов подробно описаны нами в [9];

$Q_{bt}(c, \psi)$ - поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны над наклонным сечением и зависящая от расстояния C его вершины от опоры. Она вычисляется по формуле [7, 8]:

$$Q_{bt}(c, \psi) = \frac{k \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}, \quad (2)$$

в которой введены следующие обозначения: C - расстояние вершины наклонных сечений от опоры; k - коэффициент, зависящий от марки бетона и формы поперечного сечения. Для балок с тавровым поперечным сечением $k=2,2$;

$Q_{хом}(\psi)$ - сумма осевых усилий в поперечной арматуре (хомутах), пересекаемых наклонным сечением, которая зависит от углов наклона сечений и вычисляется в зависимости от числа хомутов $n_{хом}$, пересекаемых наклонным сечением, по формуле [8]:

$$Q_{хом}(\psi) = \frac{2 \cdot R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot C \psi}{s}, \quad (3)$$

где $C \psi$ - проекция наклонного сечения под углом ψ с вершиной на расстоянии C от опоры на продольную ось балки; s - шаг хомутов;

$Q_{отг}(\psi)$ - сумма проекций на нормаль к продольной оси балки осевых усилий во всех отгибах $n_{отг}(\psi)$, пересекаемых наклонным сечением, которая вычисляется по формуле:

$$Q_{отг}(\psi) = R_s \cdot A_s \cdot n_{отг}(\psi) \cdot \sin \Theta. \quad (4)$$

В приведенных формулах (1) – (4) прочностные характеристики бетона и арматуры представлены принятыми в действующих нормативных документах [1-2] обозначениями для расчетных сопротивлений: R_{bt} – бетона на растяжение, R_{sw} - поперечной арматуры, R_s - продольной арматуры. Для проведения вероятностных расчетов в соответствии с этими расчетными параметрами и нормативными значениями коэффициентов надежности по материалу определяются средние значения и среднеквадратические отклонения. Формулы для расчетов подробно описаны нами в [9].

Сопоставление резервов прочности в пучке наклонных сечений с разным углом наклона ψ для выбранного расстояния от опоры С дает возможность выбрать сечение с наиболее низкой прочностью:

$$r(\psi) = Q_{пр}(\psi) - Q_f. \quad (5)$$

Вероятность отказа вычисляется с помощью функции Лапласа из предположения, что полный резерв прочности подчиняется нормальному закону распределения, из выражения:

$$Q_f = 0,5 - \Phi(\beta), \quad (6)$$

где β – характеристика безопасности, равная отношению математического ожидания к стандарту резерва прочности.

Для удобства представления численных результатов использован логарифмический показатель надежности, который вычислялся из выражения:

$$\rho_f = \lg\left(\frac{1}{Q_f}\right). \quad (7)$$

2. Апробация вычислительного алгоритма

Описанный выше алгоритм реализован в виде вычислительной программы в математическом комплексе Mathcad. Для апробации приняты следующие размеры балки, его армирования и параметры прочности материалов для железобетонной однопролетной балки таврового поперечного сечения:

- бетон класса В30 с расчетными сопротивлениями бетона на растяжение - $R_{bt}=1,2$ МПа ($R_{btн}=1,75$ МПа), на сжатие - $R_b=17$ МПа ($R_{bn}=22$ МПа);
- продольная рабочая арматура класса А-400 с расчетным сопротивлением при растяжении - $R_s= 350$ МПа ($R_{sn}= 400$ МПа), поперечная арматура с расчетным сопротивлением $R_{sw}=280$ МПа ($R_{swн}=280$ МПа);
- интенсивность расчетной распределенной нагрузки $q=1,1$ кН/м;
- размеры поперечного сечения балки $h=80$ см, $b=40$ см, $b_f=60$ см, $h_f=10$ см; защитный слой бетона: $a=a'=50$ мм, расчетная длина балки $L=7,76$ м, высота сжатой зоны балки составляет $x=55$ мм;
- балка армирована продольными стержнями в нижней зоне 4 \varnothing 32 мм (рабочая площадь $A_s=32,17$ см²) и в верхней зоне - 2 \varnothing 32 мм (рабочая площадь $A_s'=16,08$ см²) и хомутами диаметром \varnothing 8 мм, расположенными с шагом $S=25$ см до 3 м от опоры (рабочая площадь расположенных на длине 1 м стержней составляет $A_{sw}=0,503$ см²);
- вблизи опоры балки в продольной арматуре устроены отгибы 2 \varnothing 32 мм с шагом 15 см (площадь одного стержня $A_s=8,042$ см²).

При апробации вычислительной программы изучалась зависимость изменения математического ожидания резерва прочности в наклонных сечениях по длине приопорной зоны в зависимости от расстояния С между опорным сечением и вершиной произвольного пучка наклонных трещин. Такая зависимость для рассматриваемой балки графически представлена на рис. 3.

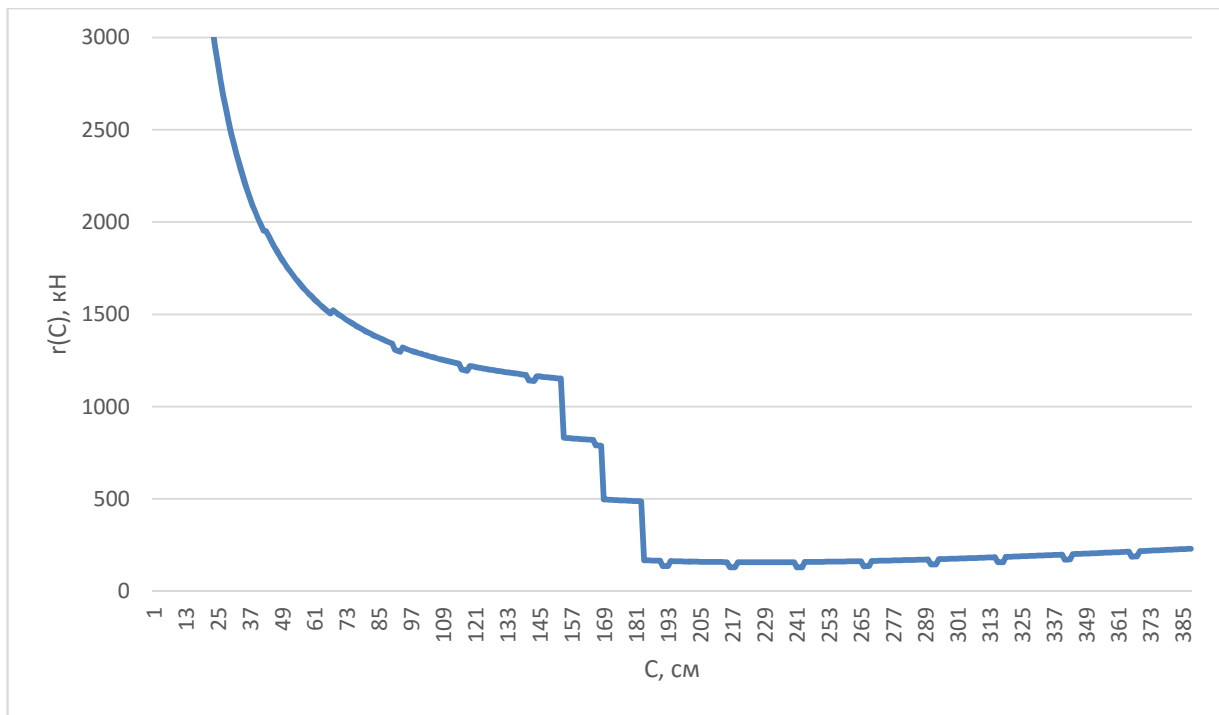


Рис. 3. График изменения математического ожидания резерва прочности в наклонных сечениях по длине приопорной зоны железобетонной балки таврового поперечного сечения

По длине приопорной зоны среднее резерва прочности по поперечной силе скачкообразно уменьшается в местах расположения отгибов продольной рабочей арматуры. В рассматриваемых балках таврового поперечного сечения, нагруженных равномерно распределенной поперечной нагрузкой, с поперечной арматурой и отгибами наименьший резерв прочности будет в наклонных сечениях, вершина которых находится на внешней границе зоны расположения отгибов, ближайшей к среднему сечению балки.

Для оценки возможности наступления предельного состояния исследована зависимость логарифмических показателей надежности балки в наклонных сечениях по длине приопорной зоны балки с учетом разброса прочностных характеристик бетона, арматуры и флуктуации действующих нагрузок. Она графически представлена на рис. 4 при следующих значениях коэффициентов вариации прочности материалов и действующих нагрузок: $v_b = 0,1$; $v_s = 0,08$; $v_F = 0,2$. Общий характер графиков согласуется с приведенными на рис. 3 особенностями кривых изменения резерва прочности по длине приопорной зоны, несмотря на его существенную зависимость от разброса прочностных характеристик материалов и действующих нагрузок. Так, имеет место скачкообразное изменение показателя надежности в зоне отгибов и расположение сечения с максимальной величиной вероятности отказа по поперечной силе. Отметим, что при варьировании разбросом прочности и действующих нагрузок может сильно измениться приведенная зависимость надежности по длине приопорной зоны балки. При этом следует иметь в виду, что высокие значения логарифмического показателя надежности $\rho \geq 12$, отвечающие весьма низкой вероятности отказа $Q \geq 10^{-12}$, не следует учитывать.

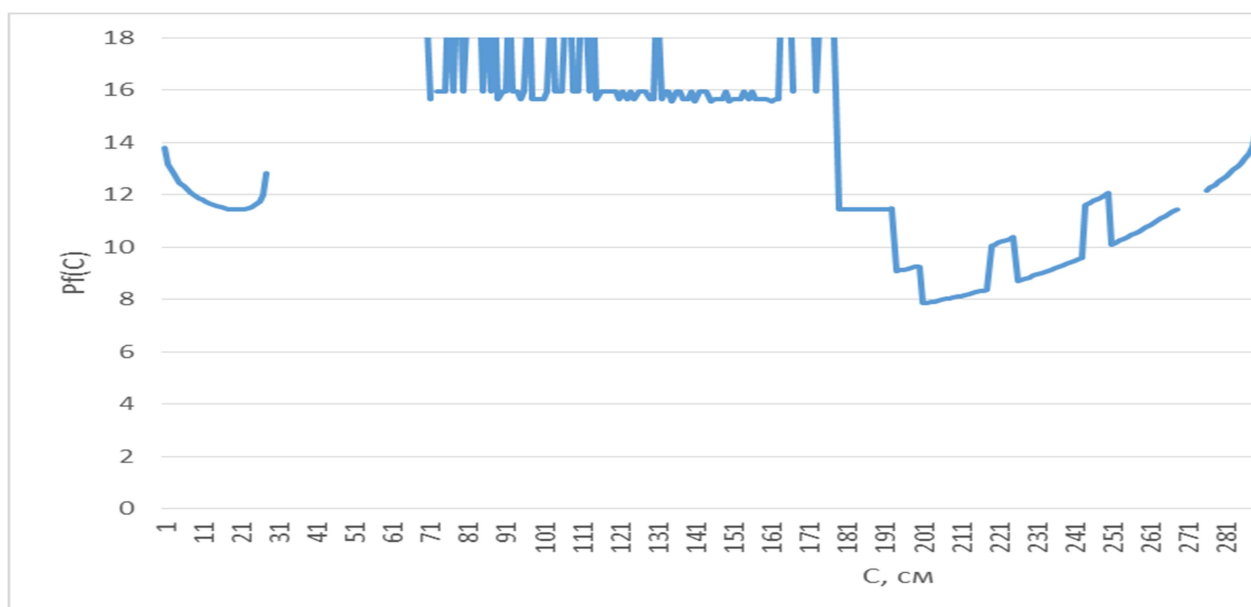


Рис. 4. График зависимости логарифмического показателя надежности балки в наклонных сечениях по длине приопорной зоны балки

Выводы

1. Разработанный алгоритм и программа для описания надежности железобетонной однопролетной балки таврового поперечного сечения позволяют в автоматизированном режиме изучать изменение резервов прочности наклонных сечений и параметры надежности по длине приопорных зон.
2. По длине приопорной зоны среднее резерва прочности по поперечной силе скачкообразно уменьшается в местах расположения отгибов продольной рабочей арматуры. В рассматриваемых балках таврового поперечного сечения, нагруженных равномерно распределенной поперечной нагрузкой, с поперечной арматурой и отгибами наименьший резерв прочности будет в наклонных сечениях, вершина которых находится на внешней границе зоны расположения отгибов, ближайшей к среднему сечению балки.
3. При варьировании разбросом прочности и действующих нагрузок может сильно измениться зависимость надежности по длине приопорной зоны балки. При этом следует иметь в виду, что высокие значения логарифмического показателя надежности $p \geq 12$, отвечающие весьма низкой вероятности отказа $Q_f \geq 10^{-12}$, не следует учитывать.
4. Опасные наклонные сечения чаще всего располагаются под углами наклона к продольной оси балки, близкими к 45 градусам. При этом отмечается следующая особенность: чем меньше высота сжатой зоны бетона, тем ближе углы наклона опасных сечений к 45 градусам.

Библиографический список

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01, 2003
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ФГУП ЦПП, 2003.

3. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: ФГУП ЦПП, 2011. - 45 с.
4. Лычев, А.С. Вероятностные методы расчета строительных элементов и систем: учеб пособие/А.С. Лычев. – М.: АСВ, 2008. - 184 с
5. Ржаницын, А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройздат, 1978. – 239 с.
6. Сеницын, А.П. Расчет конструкций по теории риска/ А.П. Сеницын. - М.: Стройиздат, 1985. – 304 с.
7. Боришанский, М.С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах на стадии разрушения/ М.С. Боришанский. – М.: Гостройиздат, 1946.
8. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс./ В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. - М., 1991. - 767с.
9. Сафронов, В.С. Влияние разброса прочности бетона и поперечной арматуры на вероятность возникновения предельного состояния в наклонных сечениях железобетонной балки от поперечной силы /В.С. Сафронов, Ж. Д.Д. Ншимиримана// Научный вестник ВГАСУ, серия «Студент и наука». - 2015. - №9. - С. 25-32.
10. Сафронов, В.С. Вероятностная оценка риска возникновения предельных состояний в сечениях изгибаемых железобетонных балок/В.С. Сафронов, Нгуен Динь Хоа// Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура. - 2010 - №1. – С. 157-166
11. Сафронов, В.С. Оценка риска разрушения нормальных сечений железобетонных балок произвольной формы/В.С. Сафронов, Д.И. Доманов// Строительная механика и конструкции. – 2011 - №2. – С. - 47-52.
12. Сафронов, В.С. Применение теории риска для оценки вероятности трещинообразования при стесненном кручении железобетонных мостовых балок /В.С. Сафронов, Д.И. Доманов// Механика разрушения бетонов, железобетонов: сб. ст. по мат. 7-й междунар. науч. конф: в 2-х т. – 2013. – С. 31-38.
13. Сафронов, В.С. Вероятностная оценка риска возникновения предельных состояний в наклонных сечениях железобетонных балок с учетом отгибов / В.С. Сафронов, Нгуен Динь Хоа // Актуальные проблемы прикладной математики, информатики и механики: сб. тр. междунар. конф.; ВГУ. – Воронеж, 2009. – С. 164– 167.

References

1. Set of rules 63.13330.2012. Concrete and reinforced concrete structures. Basic. Updated edition of Building specifications and regulations 52-01, 2003
2. Set of rules 52-101-2003. Concrete and reinforced concrete structures without prestressed reinforcement. – М.: FGUP TzPP, 2003.
3. Set of rules 20.13330.2011 Loads and impacts. Updated edition of Building specifications and regulations 2.01.07-85*. – М.: FGUP TzPP, 2011. - 45 p.
4. Lychyov, A.S. Probabilistic methods of building members and system design: student book/A.S. Lychov. – М.: ASV, 2008. - 184 p.
5. Rzhantsin, A.R. Theory of reliability design of building constructios./ A.R. Rzhantsin. – М.: Stroiizdat, 1978. – 239 p.
6. Sinitsin, A.P. Structure design according to theory of risk/ A.P. Sinitsin. - М.: Stroiizdat, 1985. – 304 p.
7. Borishansky, M.S. Design of diagonal bars and stirrups in flexural reinforced concrete members during the destruction stage/ M.S. Borishansky. – М.: Gosstroizdat, 1946.
8. Baikov, V.H. Reinforced concrete structures. General cource./ B.N. Baikov, E.I. Sigalov. - М., 1991. - 767p.

9. Safronov, V.S. Concrete strength and lateral reinforcement distribution influence on probability of limit state appearance in reinforced concrete bars oblique sections caused by shear/V.S. Safronov, Zh. D.DД. Nshimirimana// Scientific bulletin of VGASU, Series Student and science». - 2015. - №9. - P. 25-32.
10. Safronov, V.S. Probabilistic assessment of risk limit state appearance in sections of flexural reinforced concrete beams./ Nguen D.Th.// Scientific bulletin of VGASU. Constructuion and Architecture. - 2010 - №1. – P. 157-166
11. Safronov, V.C. Esessment of normal sections of arbitrary form reinforced concrete bars risk destruction./V.S. Safronov, D.I. Domanov// Construction Mechanics and structures. – 2011 - №2. – P. - 47-52.
12. Safronov, V.S. Application of theory of risk for assessment of crack formation probability at bridge beams restricted torsion /V.S. Safronov, D.I. Domanov// Reinforcement and concrete destruction Mechanics,; Math. article collection. 7th International sc. Conference in 2 volums. – 2013. – P. 31-38.
13. Safronov, V.S. Probabilistic assessment of risk limit state appearance in sections of flexural reinforced concrete beams with account of bend./ V.S. Safronov, Nguen D.Th.//Topical problems of applied math, informatics and Mechanics: collected papers of international conference; VGU. – Voronezh, 2009. – P. 164– 167

Ключевые слова: железобетонная балка, наклонное сечение, изгиб, вероятность разрушения, логарифмический показатель, разброс прочности материалов и нагрузок, коэффициент вариации прочности и нагрузок.

Keywords: reinforced concrete bar, oblique section, bending, probability of failure, logarithmic index, variation of strength of materials and load, coefficient of variation of strength and load.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.042.1:624.014.2:624.13.53

*Воронежский государственный
технический университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры металлических
конструкций и сварки в строительстве
С.Н. Колодежнов
Магистрант кафедры строительных
конструкций, оснований и фундаментов
им. проф. Ю.М. Борисова
Д.А. Коновалов
Россия, г. Воронеж, тел.: 8(4732)71-52-30
e-mail: sdsGw@yanldex.ru*

*Voronezh State Technical University
PhD of Tech Sc., associate professor
of department of metal constructions
and welding in building
S.N. Kolodezhnov
Undergraduate of department
of building structures, bases and foundations
after the name of professor U.M. Borisov
D.A. Konovalov
Voronezh, Russia, tel.: 8 (4732) 715230
e-mail: sdsGw@yanldex.ru*

С.Н. Колодежнов, Д.А. Коновалов

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТОВ НА УСИЛИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ЗДАНИЯ

Рассмотрен расчет стального каркаса здания совместно с грунтовым основанием, смоделированным объемными конечными элементами. Представлено сравнение внутренних усилий в элементах каркаса, вычисленных при фиксированных граничных условиях и с учетом влияния грунтового основания.

S.N. Kolodezhnov, D.A. Konovalov

THE RESEARCH OF THE IMPACT OF SEDIMENT FOUNDATIONS TO THE INTERNAL FORCES ARISING ON ELEMENTS OF STEEL STRUCTURES STEEL FRAME

The design of steel building frame together with soil base simulated by three dimension finite elements is under consideration. There is presented the comparison of internal forces in frame members calculated at the fixed boundary conditions and taking into account the effect of subgrade.

При проектировании сооружений, которые взаимодействуют с податливым основанием, возникает проблема учета основания в общей расчетной модели сооружения и задания информации о механических свойствах грунтового массива. Одной из наиболее часто используемых расчетных моделей является плита, работающая совместно с основанием согласно гипотезе линейно деформируемого полупространства. При этом возникает проблема выбора коэффициентов постели такого основания, адекватно отражающих реальные свойства грунтового массива. К сожалению, ни один нормативный документ не регламентирует определение выбора метода расчета коэффициентов постели даже в простейшем случае однородного грунтового массива, не говоря уже о наиболее часто встречающемся многослойном основании. Также нужно отметить, что для проектировщика важно выполнять статические и конструктивные расчеты, а также составление комплекта чертежей с использованием наименьшего количества программных комплексов [2]. Это, как правило, возможно в приспособленных для проектирования расчетных программах, не учитывающих работу фундаментов. Поэтому моделирование поведения

фундаментов весьма актуально в сложившейся практике проектирования.

Процесс проектирования обычно складывается из следующих этапов:

1. Статический расчет конструкции с фиксированными граничными условиями, не учитывающими влияние основания фундамента на внутренние усилия в элементах стального каркаса.

2. Определение реакций опор, расчет оснований и фундаментов, уточнение напряжений под подошвой и осадок фундаментов.

3. Моделирование осадки фундамента с помощью коэффициентов постели или одно-узловых элементов конечной жесткости и повторный статический расчет конструкции с учетом осадки сооружения.

Данный подход к проектированию имеет ряд недостатков:

- большие трудозатраты;
- выполнение рутинных операций моделирования в различных программных комплексах;
- невозможность автоматического учета влияния осадок на перераспределение усилий в рассчитываемой конструкции.

Современные расчетные программные комплексы позволяют одновременно учесть работу надземной и подземной части сооружений без необходимости использования стороннего программного обеспечения и дополнительных ручных расчетов.

Одним из наиболее перспективных способов моделирования взаимодействия системы сооружение-грунт является использование объемных конечных элементов. Подобный расчет возможен в линейной и нелинейной стадии. В первом случае в качестве исходных данных принимаются только модуль деформации и коэффициент Пуассона, а во втором – кроме этого прочностные характеристики грунта [1].

Целью настоящей работы является исследование влияния осадок фундаментов на усилия, возникающие в элементах конструкции. В качестве объекта исследования был рассмотрен стальной каркас, образованный трехпролетными рамами, включающими в себя балки с консольными вылетами, подвешенными к серповидной арке с затяжкой, перекрывающей средний пролет величиной 24 м. Консольные межэтажные балки одной опорой жестко сопряжены с колонной, а вторая опора с помощью подвески сопряжена с арочным покрытием. Сопряжение остальных конструктивных элементов между собой шарнирное. Сопряжение колонн с фундаментом жесткое в плоскости рамы и шарнирное из ее плоскости. Пространственная устойчивость конструкции обеспечивается жесткой заделкой колонны в фундаменте, а также системой вертикальных связей по колоннам и горизонтальных связей по покрытию. Кроме этого на общую пространственную устойчивость конструкции благотворно влияет монолитное перекрытие по верхним поясам балок второго этажа, представляющее собой «жесткий диск». Общий вид конструкции представлен на рис. 1, а схема рамы ее каркаса – на рис. 2.

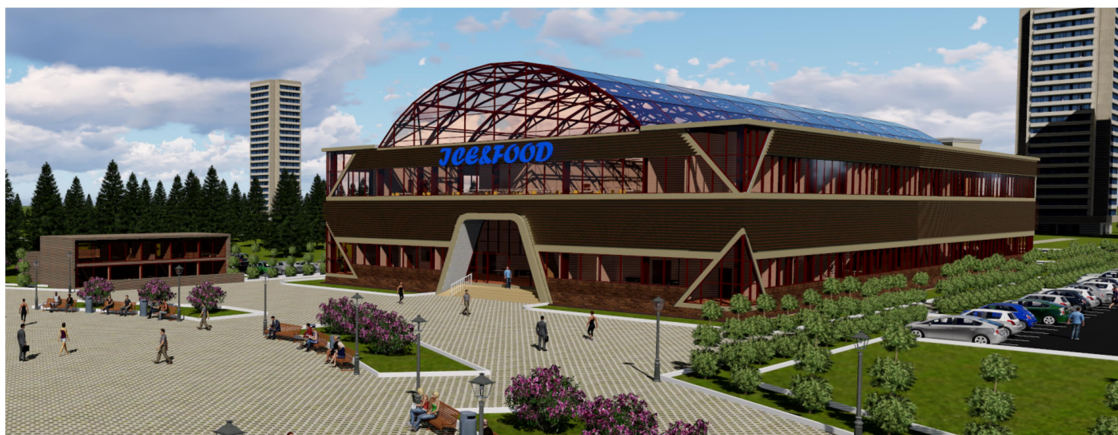


Рис. 1. Общий вид исследуемой конструкции

Для реализации в программном комплексе ЛИРА-САПР 2013R3 были составлены две расчетные схемы, характеризующиеся следующим.

Схема 1. Взаимодействие конструкции с основанием смоделировано с помощью постоянных фиксированных граничных условий, не учитывающих влияние основания фундамента на внутренние усилия в элементах стального каркаса (рис. 2).

Схема 2. Взаимодействие конструкции с грунтовым основанием, смоделированным объемными конечными элементами (рис. 3).

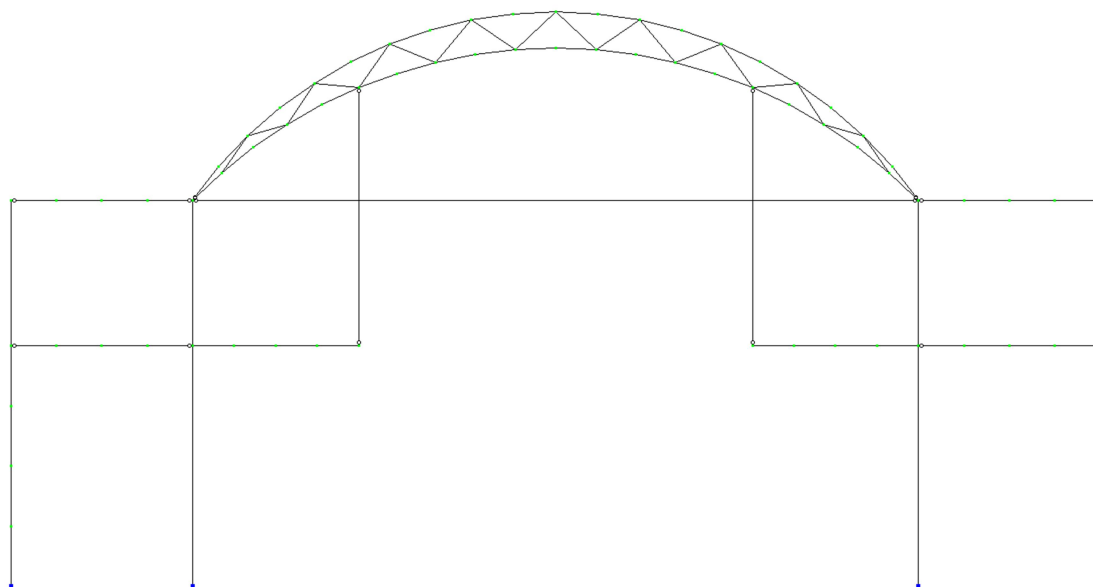


Рис. 2. Схема без учета грунтового основания

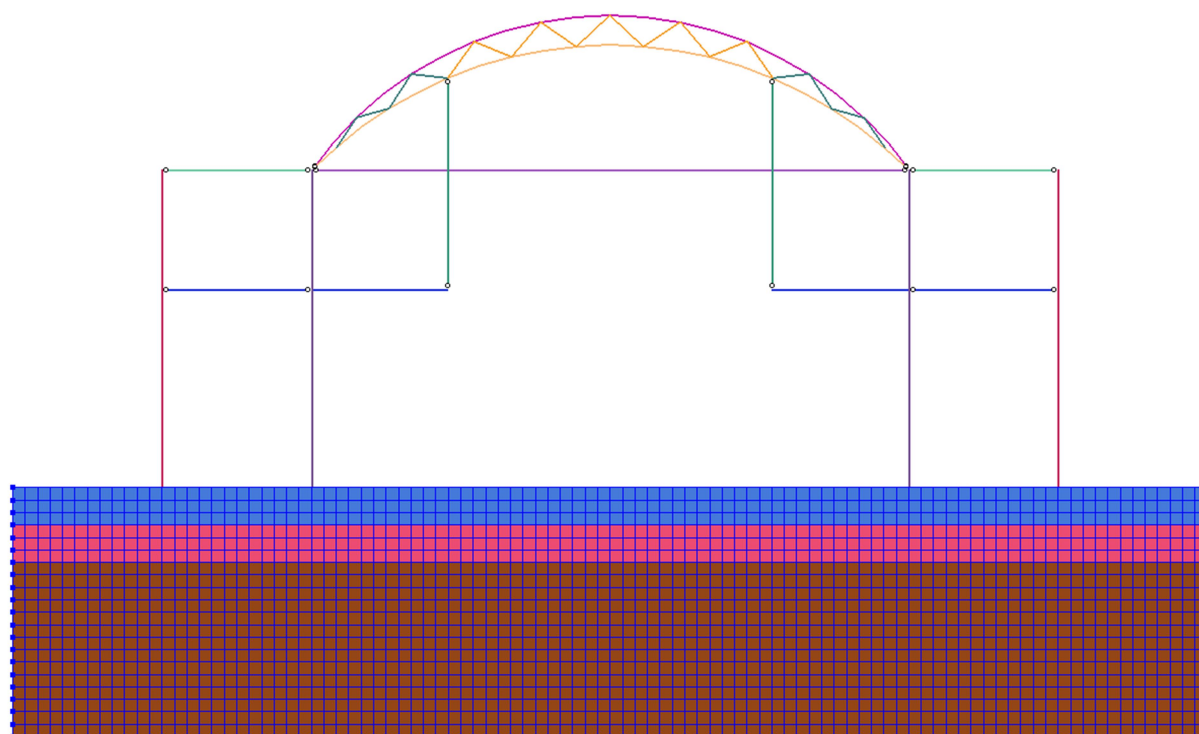


Рис. 3. Схема с объемными конечными элементами грунтового основания

На рис. 4 представлена пространственная модель каркаса с объемными конечными элементами грунтового основания.

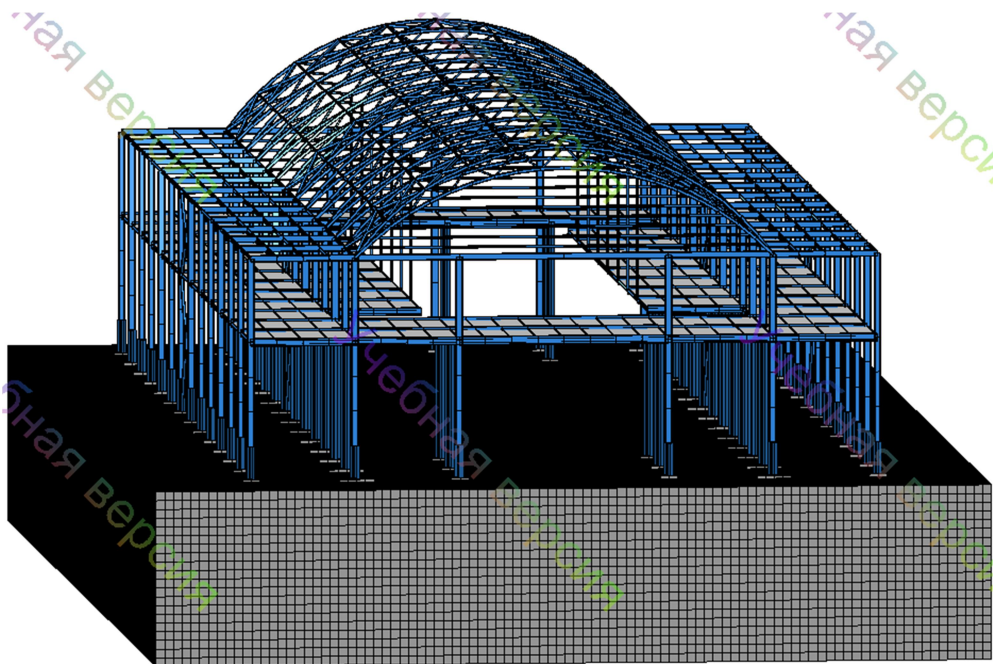


Рис. 4. Пространственная модель каркаса с объемными конечными элементами
грунтового основания

Грунтовое основание представлено следующими инженерно-геологическими элементами, графически отображенными на рис. 3 сверху вниз:

- ИГЭ 1 – суглинок полутвердый малопучинистый: $E=20$ мПа; $\varphi_n=23,6^\circ$; $C_n=28,6$ кПа;
- ИГЭ 2 – суглинок тугопластичный малопучинистый: $E=17,5$ мПа; $\varphi_n=23,1^\circ$; $C_n=25,6$ кПа;
- ИГЭ 3 – песок средней крупности, плотный: $E=42,3$ мПа; $\varphi_n=38,4^\circ$; $C_n=2,23$ кПа.

Расчет производился на следующие нагрузки:

- 1) собственный вес;
- 2) вес конструкций покрытия, полов, перегородок;
- 3) полезную нагрузку на перекрытии;
- 4) снеговую нагрузку;
- 5) ветровую нагрузку.

Анализ внутренних усилий проводился на расчетное сочетание нагрузок (РСН), включающее в себя все расчетные нагрузки с коэффициентом сочетания 1. Рис. 5 иллюстрирует совместное приложение перечисленных нагрузок к элементам рамы.

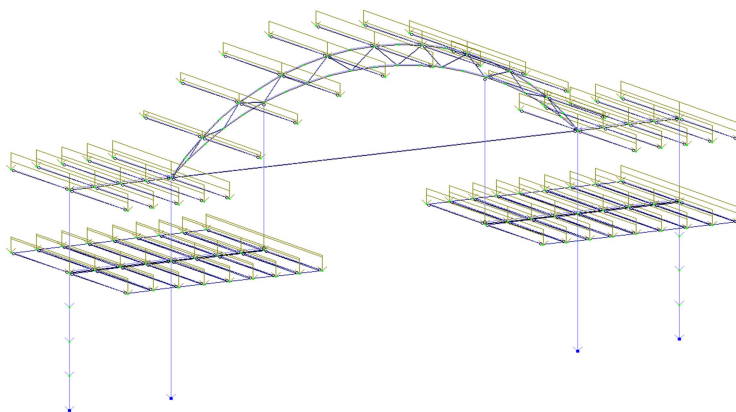


Рис. 5. Приложение действующих нагрузок к элементам рамы

Статический расчет выполнялся для обеих расчетных схем с анализом внутренних усилий в их элементах. На рис. 6-9 представлены деформированная схема и эпюры внутренних усилий конструкции с фиксированными граничными условиями, а рис. 10-14 содержат аналогичную информацию для конструкции, взаимодействующей с грунтовым основанием, смоделированным объемными конечными элементами, а также изополя вертикальных напряжений в грунтовом основании.

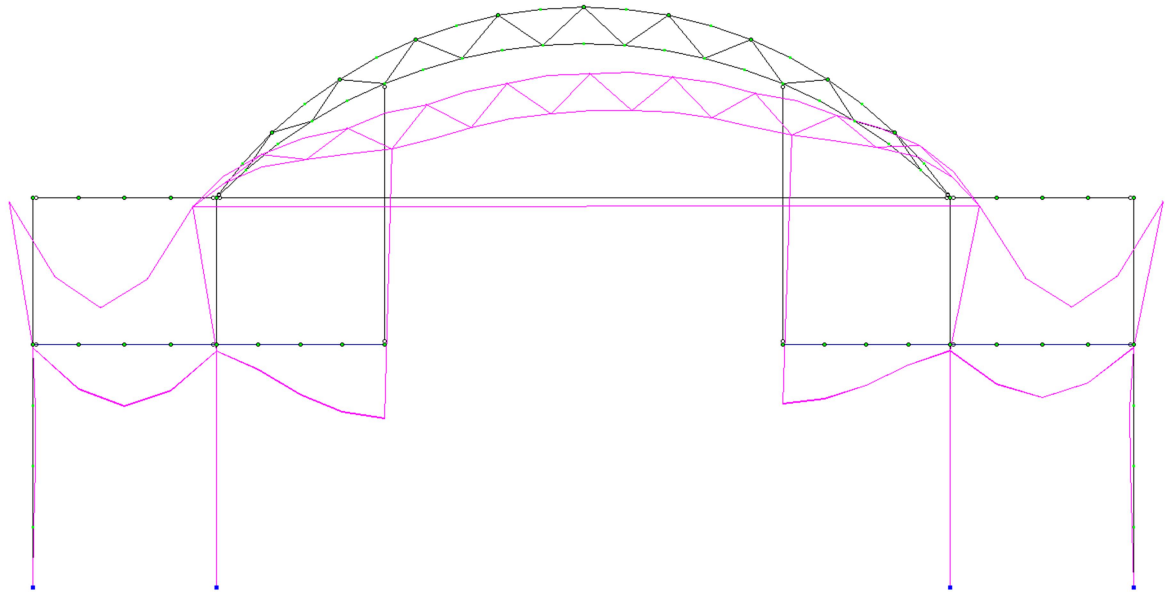


Рис. 6. Исходная и деформированная схема поперечной рамы

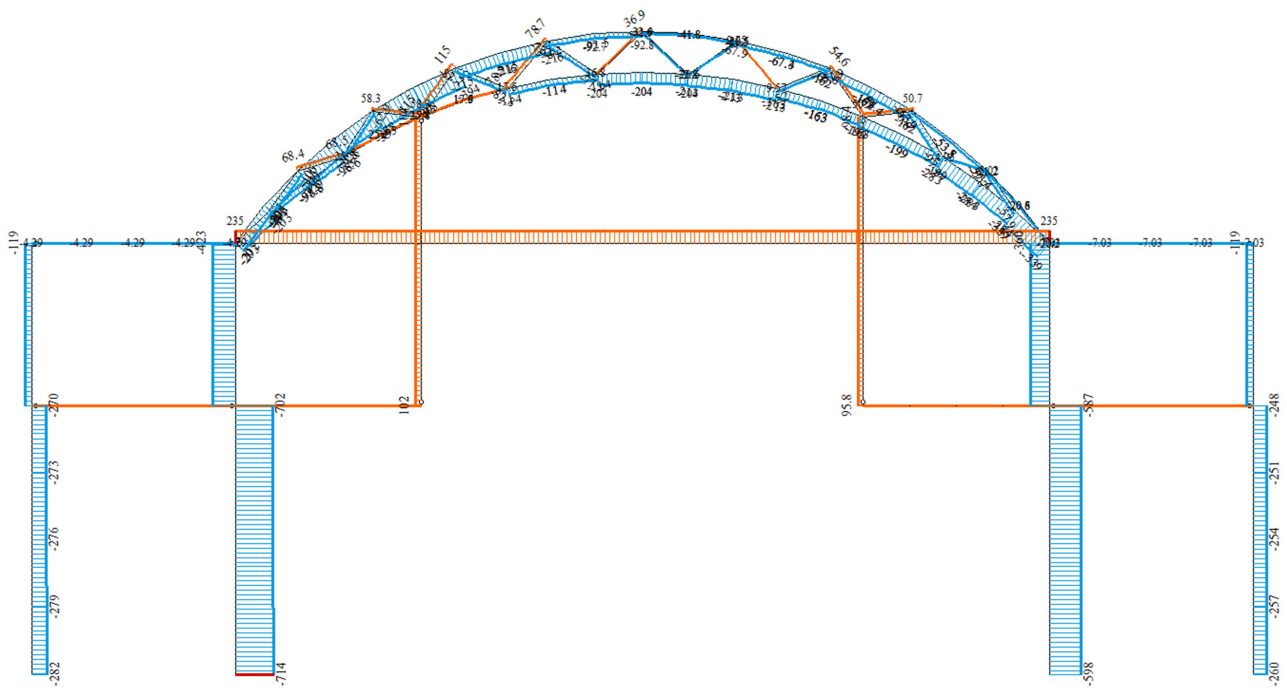


Рис. 7. Эпюра продольных сил N в стержневых элементах рамы, кН

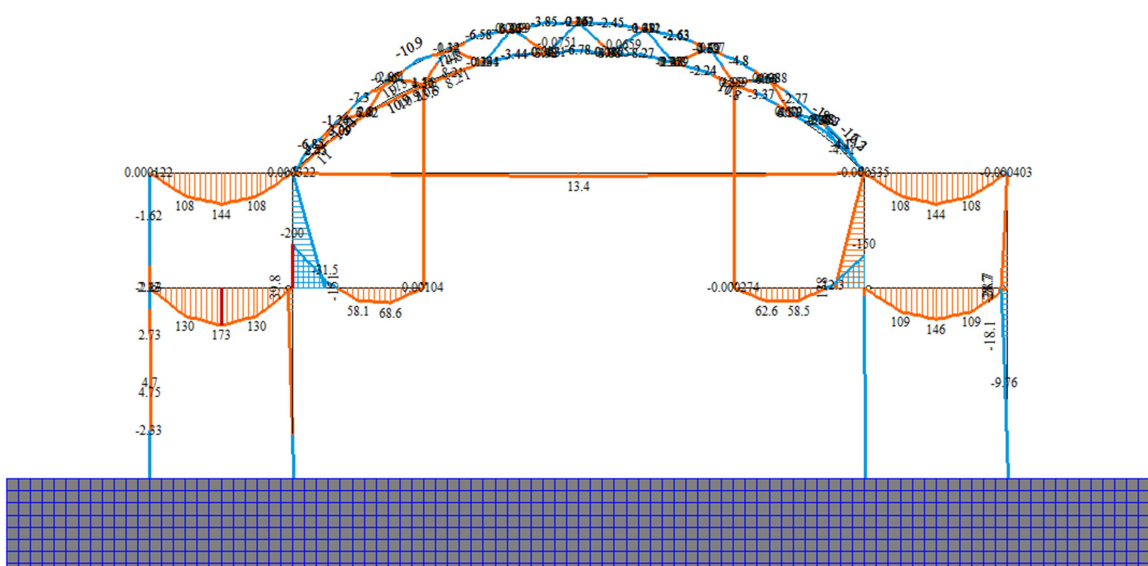


Рис. 12. Эпюра моментов M_u в стержневых элементах рамы, кН·м

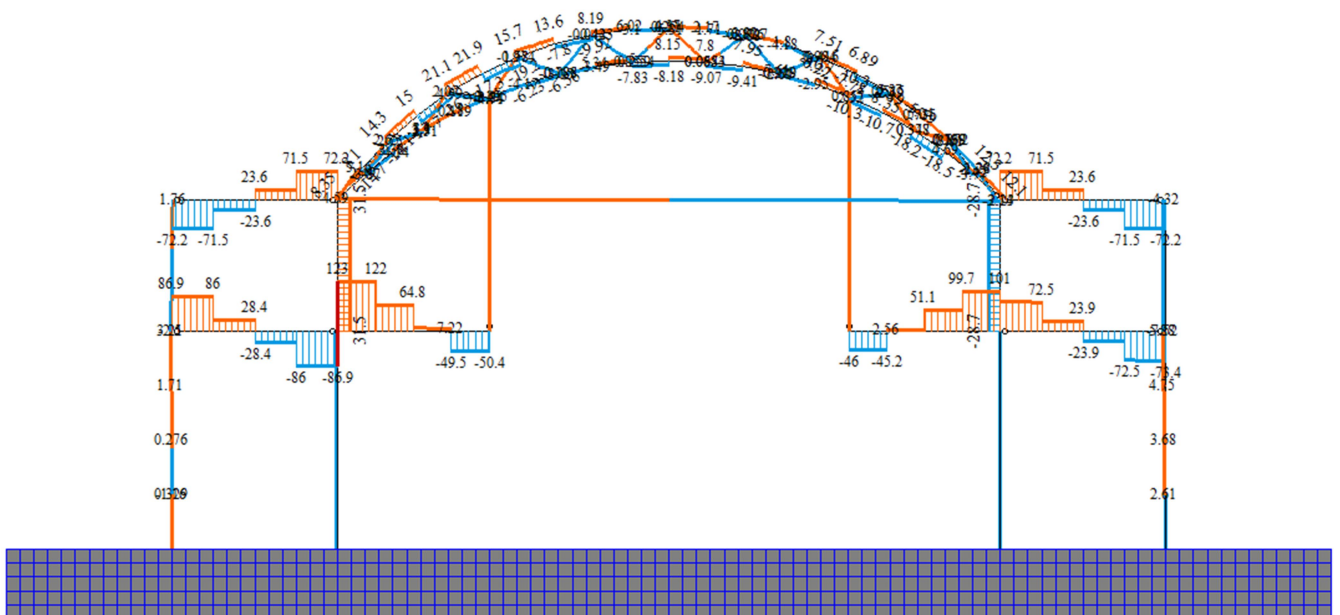


Рис. 13. Эпюра поперечных сил Q_z в стержневых элементах рамы, кН

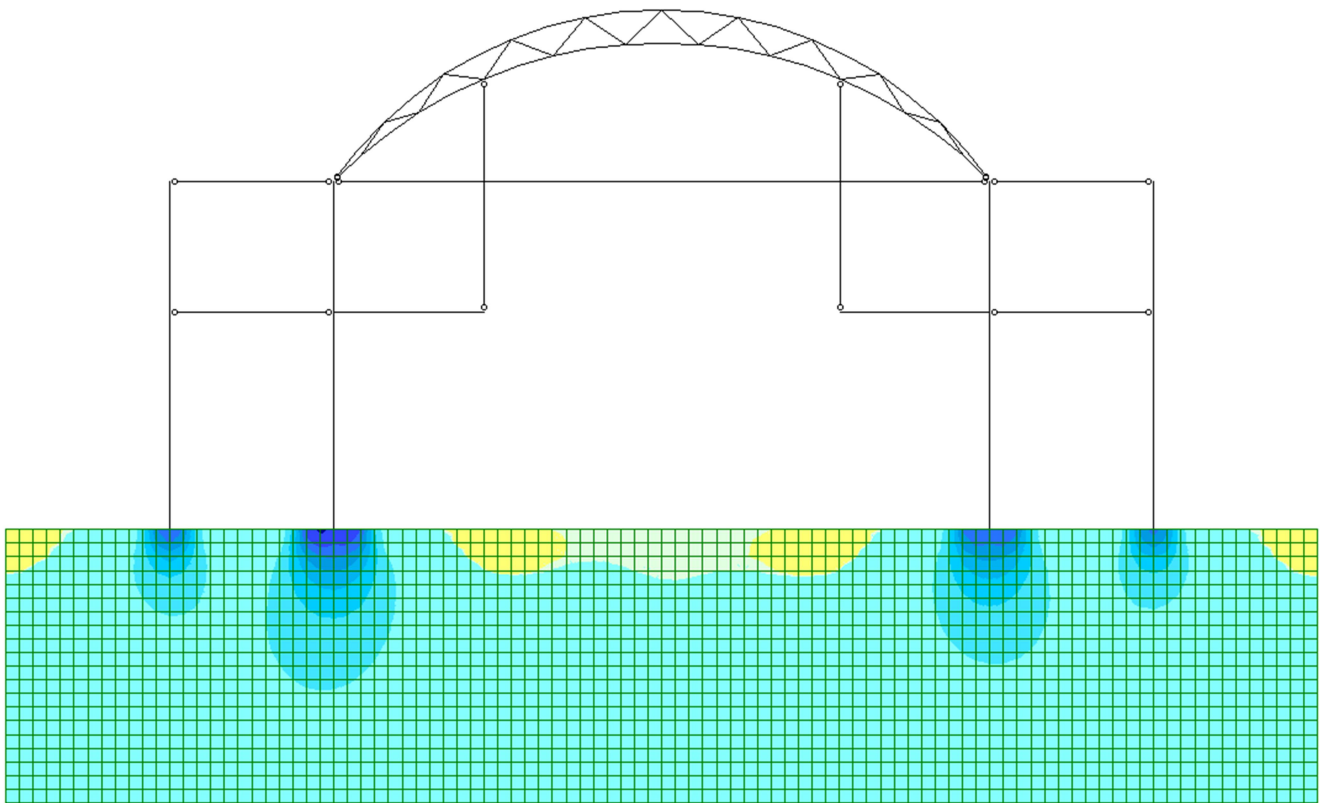


Рис. 14. Изополя вертикальных напряжений σ_z , кПа

В таблице представлена общая сводная информация по внутренним усилиям в основных конструктивных элементах, обозначенных на рис. 15:

- 1) крайняя колонна (К1);
- 2) центральная колонна (К2);
- 3) межэтажная балка (Б1);
- 4) балка покрытия (Б2);
- 5) консольная балка (Б3);
- 6) элементы арки (АР1).

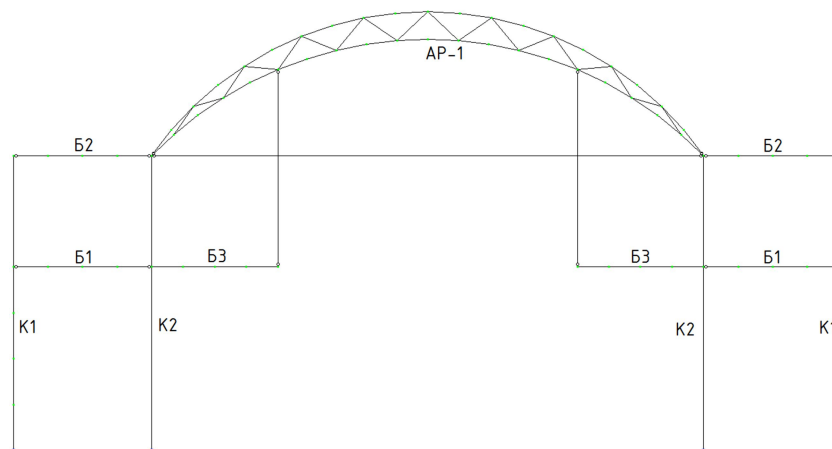


Рис. 15. Обозначение основных конструктивных элементов на схеме

Внутренние усилия в основных конструктивных элементах

Расчет с фиксированными граничными условиями									Расчет совместно с грунтовым основанием								
К1		К2		Б1	Б2	Б3	AP1		К1		К2		Б1	Б2	Б3	AP1	
N, кН	M, кНм	N, кН	M, кНм	M, кНм	M, кНм	M, кНм	N _{max} , кН	N _{min} , кН	N, кН	M, кНм	N, кН	M, кНм	M, кНм	M, кНм	M, кНм	N _{max} , кН	N _{min} , кН
-282	-42	-714	146	173	144	-229	115	-394	-282	-38	-713	161	173	144	-204	121	-407
Отличия в сравниваемых результатах, %									0%	10%	0%	10%	0%	0%	11%	5%	4%

Выводы

Внутренние усилия в ряде одинаковых элементов каркаса обеих расчетных схем заметно отличаются, причем наибольшее отклонение в результатах наблюдается в конструктивных элементах с жесткими сопряжениями. Наибольшее влияние в расчетной схеме оказывает учет основания на следующие элементы: К1, К2, Б3, AP1. Кроме того, учет основания в условиях данной задачи увеличивает моменты, действующие на колонны, но уменьшает момент, действующий в консольной балке Б3. Также обнаружено незначительное увеличение продольной силы N в элементах арки. Элементы же с шарнирными сопряжениями (Б1, Б2) практически не испытывают возникновения дополнительных внутренних усилий от осадки конструкций.

Максимальная осадка фундаментов составляет 11,1 мм, что объясняет незначительное перераспределение усилий в элементах конструкции.

Таким образом, исследование показало, что расчет конструкций совместно с грунтовым основанием достаточно актуален, а представленная методика расчета практически приемлема. Наиболее актуален данный расчет для железобетонных и рамных металлических конструкций с жесткими узлами, в которых возникают дополнительные внутренние усилия от осадок фундамента в сложных грунтовых условиях (низкие модули деформации грунтов, структурно-неустойчивое грунтовое основание, грунтовые напластования, вызывающие неоднородные осадки). В случае же с шарнирными узлами дополнительных внутренних усилий практически не обнаружено.

Библиографический список

1. Орехов, В.В. Расчет взаимодействия плитного фундамента с грунтовым основанием с учетом жесткости верхнего строения/ В.В. Орехов, Ю.К. Зарецкий, М.И. Кельман // Вестник МГСУ. – 2008. – Т. 2. – С. 15-17.
2. Барменкова, Е.В. Напряженно-деформированное состояние здания, фундамента и основания с учетом их совместной работы: Е.В. Барменкова: автореф. дис. ... канд тех. наук. – М., 2011. – 28 с.
3. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013 [электронный ресурс]: учеб. пособие / Д.А. Городецкий [и др.]; под ред. акад. РААСН А.С. Городецкого // Электронное издание – 2013 – 376 с.

Reference

1. Orekhov, V.V. Calculation of panel-wall foundation interaction with soil base with account of upper structure rigidity/ V.V. Orekhov, Yu.K. Zaretsky, M.I. Kelman // Bulletin of MGCU. – 2008. – Т. 2. – P. 15-17.
2. Barmenkova, E.V. Deflected mode of building, foundation and base with account of joint operation: E.V. Barmenkova: author's abstract. – M., 2011. – 28 p.
3. Software package LIRA -SAPR 2013 [electronic resource]: student book / D.A. Gorodetsky [and others.]; edited by academician of RAACN A.S. Gorodetsky // Electronic issue – 2013 – 376 p.

Ключевые слова: расчет конструкции, внутренние усилия, грунтовое основание, объемные конечные элементы, сравнение результатов расчета, метод конечных элементов, напряженно-деформированное состояние.

Keywords: design of construction, internal efforts, soil foundation, volumetric finite elements, comparing the results of calculations, finite element method, the stress-strain state.

*Воронежский государственный
технический университет
Д-р техн. наук, проф. кафедры
строительной механики
В.С. Сафронов
Россия, г. Воронеж, тел.: +7910-341-14-22
e-mail: vss22@mail.ru
Студент строительного института
А.И. Юрченко
Россия, г. Воронеж, тел.: +7(906) 672-16-12
e-mail: yurchenko.andrey1997@gmail.com*

*Voronezh State Technical University
Dr of Tech. Sc., professor
of department of Structural Mechanics
Safronov V.S.
Voronezh, Russia, tel.: +791034114227
Student of construction Institute
Yurchenko A.I.
Voronezh, Russia, tel.: (906) 6721612
e-mail: yurchenko.andrey1997@gmail.com*

В.С. Сафронов, А.И. Юрченко

ВЕРОЯТНОСТНЫЙ АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ФОРМЫ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ НА НАДЕЖНОСТЬ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ

Изучается влияние формы поперечного сечения балки на соотношения между вероятностью предельного состояния (отказа) в наиболее нагруженных крайних волокнах при хрупкой расчетной модели с вероятностью отказа всего сечения для идеальной пластической модели, а также выявляются зависимости рассматриваемого параметра от коэффициента вариации прочности стали.

V.S. Safronov, A.I. Yurchenko

PROBABILISTIC ANALYSIS OF CROSS SECTION FORM INFLUENCE ON STEEL BEAM RELIABILITY

Beam cross section shape effect on the ratio between the limit state probabilities in the most loaded extreme fibers at fragile design model and probability of failure of the whole section for ideal elastic model is under study. Also the dependences of under observation parameter on coefficient of steel strength variation.

Введение

Флуктуации нагрузок и прочностных характеристик материалов учитываются в настоящее время при проведении детерминированных прочностных расчетов косвенным образом при назначении расчетных нагрузок и расчетных сопротивлений материалов введением коэффициентов надежности по нагрузке, по материалу, ответственности сооружений и т.п. [1-2]. В настоящее время в строительной отрасли России, как и других стран, прогнозируется переход от детерминированных прочностных расчетов несущих строительных конструкций к вероятностным, позволяющим осуществлять непосредственный учет случайных отклонений прочности материалов и действующих нагрузок от средних значений [3]. При этом наиболее удобными и простыми для использования в инженерной практике являются вероятностные представления действующих нагрузок и описания прочностных свойств материалов на основе модели случайных величин [4-6].

При использовании вероятностных расчетов в качестве критерия для оценки прочности используется вероятность отказа несущей конструкции, под которым понимается риск возникновения первого предельного состояния [6-7]. В настоящее время такие подходы широко применяются при исследовании строительных конструкций из железобетона.

Получены результаты по оценке влияния формы поперечного сечения, особенностей армирования при возникновении предельных состояний в нормальных и наклонных сечениях призматических железобетонных стержней при плоском поперечном изгибе [8], в их пространственных сечениях, испытывающих сложное напряженное состояние [9-10], в нормальных сечениях железобетонных колонн при внецентренном сжатии [11].

Аналогичные исследования для металлических конструкций практически отсутствуют, хотя для таких элементов влияние разброса параметров нагрузок и прочностных характеристик материалов при высоких уровнях напряжений, превышающих предел пропорциональности, является значительным. В настоящем исследовании рассматривается однопролетная балка произвольного поперечного сечения при поперечном плоском изгибе. Изучается влияние формы поперечного сечения балки на соотношения между вероятностью предельного состояния (отказа) в наиболее нагруженных крайних волокнах при хрупкой расчетной модели с вероятностью отказа всего сечения для идеальной пластической (в соответствии с диаграммой деформирования Прандтля) модели, а также выявляются зависимости рассматриваемого параметра от коэффициента вариации прочности стали. В исследованиях предполагается, что разброс прочностных характеристик материалов и действующих нагрузок подчиняется нормальному закону распределения, для которого достаточно ограничиться двумя статическими характеристиками: математическим ожиданием и среднеквадратическим отклонением [4-5].

1. Описание методики исследований

Из теории сооружений известно, что несущая способность однопролетной металлической балки, определенной по условию прочности фибровых волокон (рис. 1, а), существенно возрастает для балки из идеально пластического материала, когда в качестве предельного состояния принимается достижение условия текучести всеми волокнами нагруженного сечения (рис. 1, б).

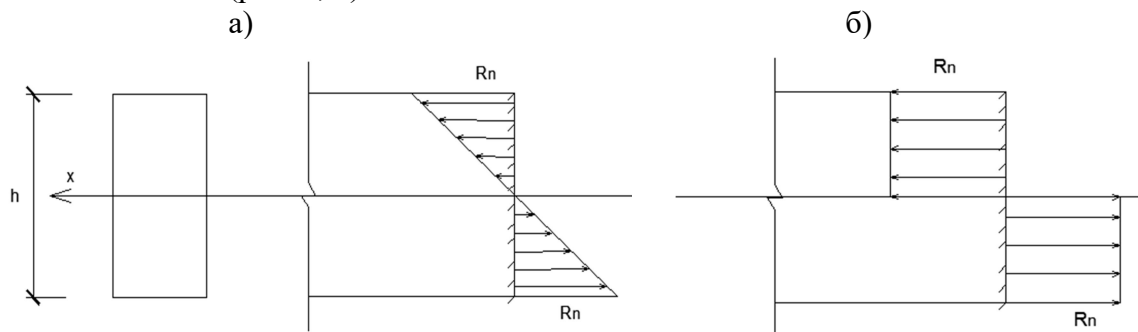


Рис. 1. Распределения напряжений по высоте поперечного сечения при возникновении предельного состояния:
а - для хрупкого материала; б - для пластичного материала

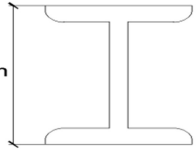
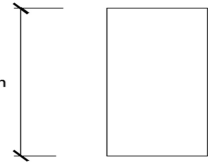
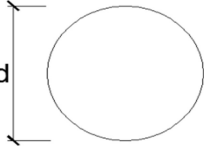
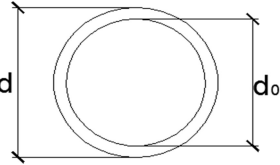
При этом увеличение несущей способности существенно зависит от формы поперечного сечения, что отражается выражениями для моментов сопротивления (табл. 1).

При построении алгоритма численных исследований для определения соотношения между вероятностями двух типов предельных состояний наиболее нагруженного сечения балки введем следующие допущения:

- прочностные характеристики металла для балок и параметры действующих нагрузок на балку считаются случайными величинами и принимаются соответствующими нормальному закону распределения с заданными средними m_R , m_f и коэффициентами вариации ν_R и ν_f ;

Таблица 1

Расчетные выражения для рассматриваемых типов поперечного сечения

Тип сечения	Схема, обозначения	Выражения для моментов сопротивления по модели предельного состояния	
		крайнего волокна (рис. 1)	всего сечения (рис. 2)
1. Прокатное двутавровое		$W_x = 2 \cdot J_z / h$	$W_x = 2 \cdot S_x$
2. Прямоугольное		$W_x = b \cdot h^2 / 6$	$W_x = b \cdot h^2 / 4$
3. Сплошное круглое		$W_x = \pi \cdot d^3 / 32$	$W_x = d^3 / 6$
4. Трубчатое		$W_x = \pi \cdot (d^3 - d_0^3) / 32$	$W_x = (d^3 - d_0^3) / 6$

- исходными параметрами для определения размеров поперечного сечения балки будем считать рекомендуемые действующим нормативным документом расчетные изгибающие моменты M_{\max} , коэффициенты надежности по нагрузке γ_f , нормативные сопротивления металла R_n , коэффициенты надежности по материалу γ . При этом считаем, что зависимость между коэффициентом надежности по нагрузке γ_f и коэффициентом вариации имеет следующий вид ν_f :

$$\nu_f = (\gamma_f - 1) / 1,64, \quad (1)$$

а соотношение между коэффициентом надежности по материалу γ и коэффициентом вариации прочности ν_R является следующим:

$$\gamma = (1 - 1,64 \cdot \nu_R) / (1 - 3 \cdot \nu_R); \quad (2)$$

- математическое ожидание m_f и стандарт σ_f действующих в сечении изгибающих моментов определяются из выражений

$$m_f = M_{\max} / (1 + 1,64 \cdot \nu_f); \quad (3)$$

$$\sigma_f = m_f \cdot \nu_f; \quad (4)$$

- математическое ожидание m_R и стандарт σ_R предельных изгибающих моментов, которые могут быть восприняты поперечным сечением балки, вычисляются через прочностные характеристики:

$$m_R = M_{пред} / (1 - 1,64 \cdot \nu_R) ; \quad (5)$$

$$\sigma_R = m_R \cdot \nu_R , \quad (6)$$

где $M_{пред}$ - изгибающий момент, вызывающий в сечении балки предельное состояние. Он вычисляется через нормативное сопротивление R_n по формуле

$$M_{пред} = R_n \cdot W_x . \quad (7)$$

Здесь W_x - момент сопротивления поперечного сечения балки, принимаемый по формулам, приведенным в табл. 1, в зависимости от принятого условия предельного состояния.

Для вычисления параметров надежности металлической балки по различным видам предельного состояния наиболее нагруженного сечения определяется резерв прочности для изгибающих моментов:

$$S = M_{пред} - M_{max} . \quad (8)$$

При этом статистические характеристики резерва в соответствии с гипотезами о его нормальном законе распределения и отсутствием корреляции между прочностью и нагрузкой равны:

$$m_s = m_R - m_f , \quad (9)$$

$$\sigma_s = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_f^2} . \quad (10)$$

Далее определяем вероятность рассматриваемого предельного состояния с использованием функции Лапласа:

$$Q = 0.5 - \Phi\left(\frac{m_s}{\sigma_s}\right) \quad (11)$$

и логарифмический показатель надежности ρ , вычисляемый по формуле

$$\rho = \lg\left(\frac{1}{Q}\right) . \quad (12)$$

2. Результаты численных исследований

Исследования влияния формы поперечного сечения на надежность балки по описанной выше методике выполнялись для представленных в табл. 1 видов поперечного сечения металлической балки. В расчетах принимались следующие исходные параметры:

- расчетный изгибающий момент $M_{max}=31,25$ кНм с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$. В соответствии с зависимостью (1) коэффициент вариации действующих нагрузок равен: $\nu_f = 0,12$;
- нормативное сопротивление материала $R_n=360$ Мпа с коэффициентом вариации $\nu_R = 0,05$, что отвечает из соотношения (2) коэффициенту надежности по материалу $\gamma = 1,08$.

Результаты численных исследований представлены в табл. 2.

Таблица 2

Расчетные параметры надежности балок различных форм поперечного сечения

Параметры надежности		Поперечное сечение			
		Двутавровое	Прямо- угольное ($h=2*b$)	Сплошное круглое	Трубчатое
Площадь (см ²)		20,2	54,08	76,16	20,1
Хрупкий материал	Вероятность отказа $Q_{хр}$	0,0012227687	0,001588869	0,0015888	0,001588869
	Логарифмический показатель надежности $\rho_{хр}$	2,913	2,799	2,799	2,799
Пластичный материал	Вероятность отказа $Q_{пл}$	$4,712*10^{-6}$	$5,051*10^{-9}$	$8,29*10^{-9}$	$7,845*10^{-5}$
	Логарифмический показатель надежности $\rho_{пл}$	5,327	8,297	12,081	4,106
Соотношение $Q_{хр} / Q_{пл}$		260	$3,15*10^5$	$1,9 * 10^8$	20
Соотношение $\rho_{хр} / \rho_{пл}$		1,83	2,96	4,31	1,46

Анализ результатов вероятностных расчетов, которые представлены в табл. 2, показывает, что материалоемкость балок, запроектированных по предельному состоянию наиболее напряженного волокна поперечного сечения при одинаковой надежности, отвечающей логарифмическому показателю $\rho=3,0$, существенно отличается. Наиболее экономичными являются балки, выполненные из прокатных профилей или тонкостенных труб. Наибольшей материалоемкостью обладают металлические балки сплошного круглого поперечного сечения, по сравнению с балками из прокатных профилей она увеличивается в 3,8 раза.

Сопоставление надежности этих же балок, вычисленных по критерию предельного состояния всего сечения, приводит к более существенным отличиям. По логарифмическому показателю надежности наименьший риск возникновения предельного состояния имеет балка круглого поперечного сечения. Он уменьшается в 4,31 раза. Такое же сопоставление для балок двутаврового или трубчатого сечения приводит лишь к величинам соответственно 1,83 и 1,43. Сопоставление надежности по абсолютным вероятностям отказа дают те же качественные выводы, однако количественные значения значительно возрастают. Так, вероятность предельного состояния в пластичной балке круглого поперечного сечения по сравнению с риском разрушения такой же хрупкой балки составляет $1,9 * 10^8$. Это свидетельствует о значительно более высокой чувствительности абсолютной вероятности возникновения предельного состояния.

В численных исследованиях изучалось также влияние разброса прочностных характеристик стали на логарифмический показатель отказа балки. На рис. 3 приведены полученные для балки прямоугольного поперечного сечения графики зависимости логарифмического показателя надежности балки от коэффициента вариации прочностных характеристик стали.

Из приведенных графиков видно, что функция представляет собой убывающую с ростом коэффициента вариации экспоненту. При этом скорость уменьшения логарифмического показателя для пластичного материала выше, чем для хрупкого, что объясняется различием в загруженности поперечного сечения.

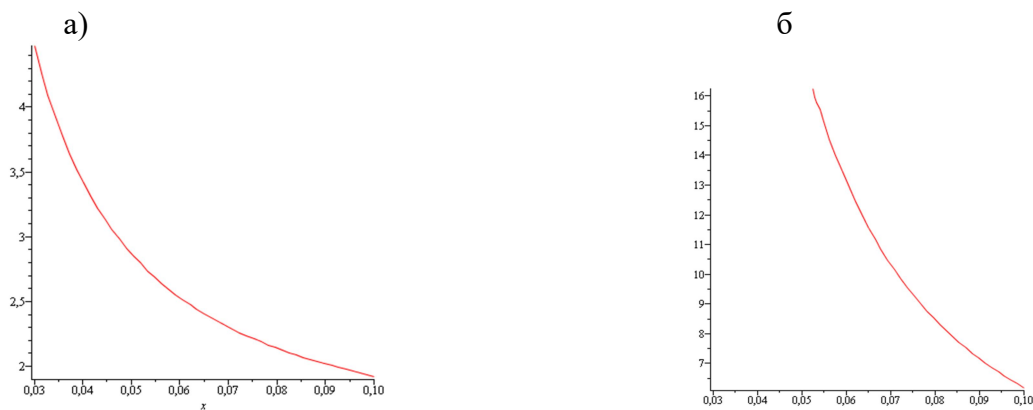


Рис. 3. Зависимости логарифмического показателя надежности балки от коэффициента вариации прочностных характеристик стали: а - хрупкий материал; б – пластичный материал

Выводы

1. Показатели надежности металлических балок различных форм поперечного сечения, размеры которых определены по критериям предельного состояния крайнего волокна при хрупком разрушении, резко отличаются при использовании для пластичных материалов критерия предельного состояния всего сечения.
2. По логарифмическому показателю надежности наименьшее отличие риска хрупкого разрушения от риска отказа для пластичного материала имеет балка круглого поперечного сечения. Для балок двутаврового или трубчатого сечения это различие существенно меньше.
3. Сопоставление надежности по абсолютным вероятностям отказа дают те же качественные выводы, однако количественные значения значительно возрастают, что свидетельствует о высокой чувствительности этого показателя.
4. Зависимость логарифмического показателя надежности балки от коэффициента вариации прочностных характеристик стали описывается экспоненциальной функцией. При этом скорость уменьшения логарифмического показателя для пластичного материала выше, чем для хрупкого, что объясняется различием в загруженности поперечного сечения.

Библиографический список

1. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: ФГУП ЦПП, 2011. – 45 с.
2. СП 20.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II.-23 - 81*. – М.: ФГУП ЦПП, 2011. – 166 с.
3. ГОСТ 54257 -2010. Надежность строительных конструкций и оснований. - М.: Стандартинформ, 2011. – 16 с
4. Вентцель, Е.С. Теория вероятностей и ее инженерные приложения/ Е.С. Вентцель, Л.А. Овчаров.- М.: Высш. шк., 2000. - 480 с.
5. Вадзинский, Р.Н. Справочник по вероятностным распределениям/ Р.Н. Вадзинский. - СПб.: Наука, 2001. - 295 с.
6. Ржаницын, А.Р. Теория расчёта строительных конструкций на надёжность/ А.Р. Ржаницын. - М.: Стройиздат,1973. - 282 с.
7. Сеницын, А.П. Расчет конструкций по теории риска / А.П. Сеницын. – М.: Стройиздат, 1985. – 304 с.
8. Сафронов, В.С. Вероятностная оценка риска возникновения предельных состояний в сечениях изгибаемых железобетонных балок / В.С. Сафронов, Нгуен Динь Хоа //

- Научный вестник Воронежского ГАСУ. Сер. Строительство и архитектура. – Воронеж, 2010. – Вып. 1. – С. 157–166.
9. Сафронов, В.С. Суперэлементный расчет в смешанной постановке железобетонных мостов, имеющих дефекты и повреждения/ В.С.Сафронов, А.А. Петранин, Е.Н. Петреня// Известия высших учебных заведений. Строительство. 1996, № 6. - С. 103-110.
 10. Сафронов, В.С. Оценка влияния косины пролетных строений железобетонных мостов на риск разрушения нормальных сечений балок с ненапрягаемым армированием от изгибающего момента/ В.С.Сафронов., Д.И. Доманов// Строительная механика и конструкции. - Воронеж, 2012. - Т. 2. - №4. - С. 85-91.
 11. Сафронов, В.С. Расчетная оценка вероятности разрушения внецентренно сжатой железобетонной колонны/ В.С. Сафронов, А. Л. Катембо// Научный вестник ВГАСУ, серия «Студент и наука». - Вып. №8. - 2015. - С. 250-260.

References

1. Set of rules 20.13330.2011 Loads and impacts. The updated edition of SNiP 2.01.07-85*. – М.: Federal state unitary enterprise tspp, 2011, 45p.
2. Set of rules 20.13330.2011 Steel construction. The updated edition of SNiP II.-23 -81*. – М.: Federal state unitary enterprise tspp, 2011, 166p
3. State standard 54257 in 2010. Reliability of structures and bases. -М.: STANDARTIN-FORM, 2011. – 16p
4. Wentzel E.S. Probability Theory and its engineering applications/ E. S. Ventsel, L.A. Ovcharov. - М.: Higher. wk., 2000. - 480 p.
5. Wadzinski R. N. The reference probability distributions. - SPb.: Science, 2001. 295p.
6. Rzhantsyn A.R. The Theory of calculation of building structures on the reliability. М.: - Stroiizdat,1973. - 282 p.
7. Sinitsyn, A. P. Calculation of structures according to the theory of risk. / A. P. Sinitsyn.-М.: Stroyizdat , 1985. – 304 p.
8. Safronov, V.S., Probabilistic assessment of the risk of limit state in the section of bendable reinforced concrete beams / V.S. Safronov, Nguyen Dinh Hoa // Scientific Herald of the Voronezh GASU. Ser. Building and architecture. – Voronezh, 2010. – Vol. 1. – P. 157-166.
9. Safronov, V.S. Super-element calculation in a mixed setting of concrete bridges with damages and defects/ V. S. Safronov, A. A. Petrunin, E. N. Petrenya// News of higher educational institutions. Construction. 1996, № 6. - P. 103-110.
10. Safronov, V.S. Assessment of the impact of skew span structures of reinforced concrete bridges on the risk of fracture normal sections beams free of tension armirovanye bending moment/ V.S. Safronov., D. I. Domanov// Structural mechanics and structures. Voronezh, 2012, vol. 2. № 4. – P. 85-91.
11. Safronov, V. S., estimation of failure probability of eccentrically compressed reinforced concrete columns/ V. S. Safronov, A. L., Katembo// Scientific Herald of VSUACE, series "Student and science". Vol. No. 8, 2015. - P. 250-260.

Ключевые слова: Металлическая балка, поперечный изгиб, форма поперечного сечения, вероятность предельного состояния, разброс прочностных характеристик, флуктуации нагрузок, нормальный закон распределения, логарифмический показатель надежности

Keywords: Metal beams, transverse bending, the cross-sectional shape, the probability limit state, the spread of strength characteristics, fluctuations of loads, normal distribution, logarithmic measure of reliability.

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.046:624.271

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

Д.М. Шапиро

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

e-mail: davshap@mail.ru

Канд. техн. наук, ведущий инженер

ООО «Центр-Дорсервис»

А.П. Тютин

Россия, г. Воронеж, тел.: 8(950)753-20-05

e-mail: alextoomail@mail.ru

Voronezh State Technical University

*Dr. of Tech. Sc., professor of department
of Structural Mechanics*

D.M. Shapiro

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

e-mail: davshap@mail.ru

PhD of Tech. Sc., advanced engineer

of Centre-Dorservice Ltd

A.P. Tyutin

Russia, Voronezh, tel.: 8(950)753-20-05

e-mail: alextoomail@mail.ru

Д.М. Шапиро, А.П. Тютин

БЕЗОТКАЗНОСТЬ И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЁТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Содержится научное обоснование и описание расчётов МКЭ, позволяющих вскрыть резервы несущей способности (и грузоподъёмности) мостовых плитно-балочных пролётных строений с предварительно напряжённой арматурой (в том числе со смешанным армированием), дать объяснение их реально наблюдаемой способности пропускать нагрузки, превышающие проектные. В качестве таких расчётных схем и способов расчёта предлагаются плитно-стержневая пространственная расчётная схема совместно с деформационной моделью железобетонных балок и линейный пространственный расчёт системы из прямоугольных пластинчатых конечных элементов с пятью степенями свободы в узле.

D.M. Shapiro, A.P. Tyutin

RELIABILITY AND DURABILITY OF CONCRETE BRIDGE SPANS

The scientific basis and description of of FEM calculations, allowing find reserves of bearing capacity (posted capacity) of slab beam spans with prestressed reinforcement (including with mixed reinforcement) is given in the article. The real observed capacity for passing the loads wich are higher than designed ones are under explanation. As design model and methods there are suggested slab-bar spatial design model together with deformation model of reinforced concrete beams and linear spatial design of system from rectangular plate finite elements with five stages of node.

Современные железобетонные разрезные плитно-балочные системы, собираемые из двутавровых балок заводского изготовления без диафрагм длиной до 33 м с предварительным напряжением арматуры (в том числе со смешанным армированием), составляют до 40 % конструкций пролётных строений эксплуатируемых и строящихся мостовых сооружений на автомобильных дорогах, и их доля продолжает расти. На рис. 1 показаны поперечные сечения балок в соответствии с описанием в статье [1] и пример компоновки пролётных строений.

© Шапиро Д.М., Тютин А.П., 2016

Высота сечений балок длиной 11,9, 15, 18, 21, 24, 28 м – 123 см, 33 м – 153 см. В скобках на рис. 1 указаны толщины стенок в пролёте и в пределах приопорных участков балок длиной 28 м. Схемы армирования и параметры концевых участков балок приводятся в табл. 1.

Установленные ГОСТ 33178-2014 сроки службы железобетонных предварительно напряжённых пролётных строений – 70 лет, в том числе до первого ремонта 40 лет. Достижению этих показателей способствует высокое качество конструкций заводского изготовления, выполнение технологических требований при омоноличивании пролётных строений, совершенствование в последние десятилетия конструкций мостового полотна (дорожной одежды с гидроизоляцией из рулонных материалов Мостопласта, Изопласта и др., внутреннего дренажа), деформационных швов, систем организованного водоотвода, защищающих несущие конструкции от деградации бетона и коррозии арматуры.

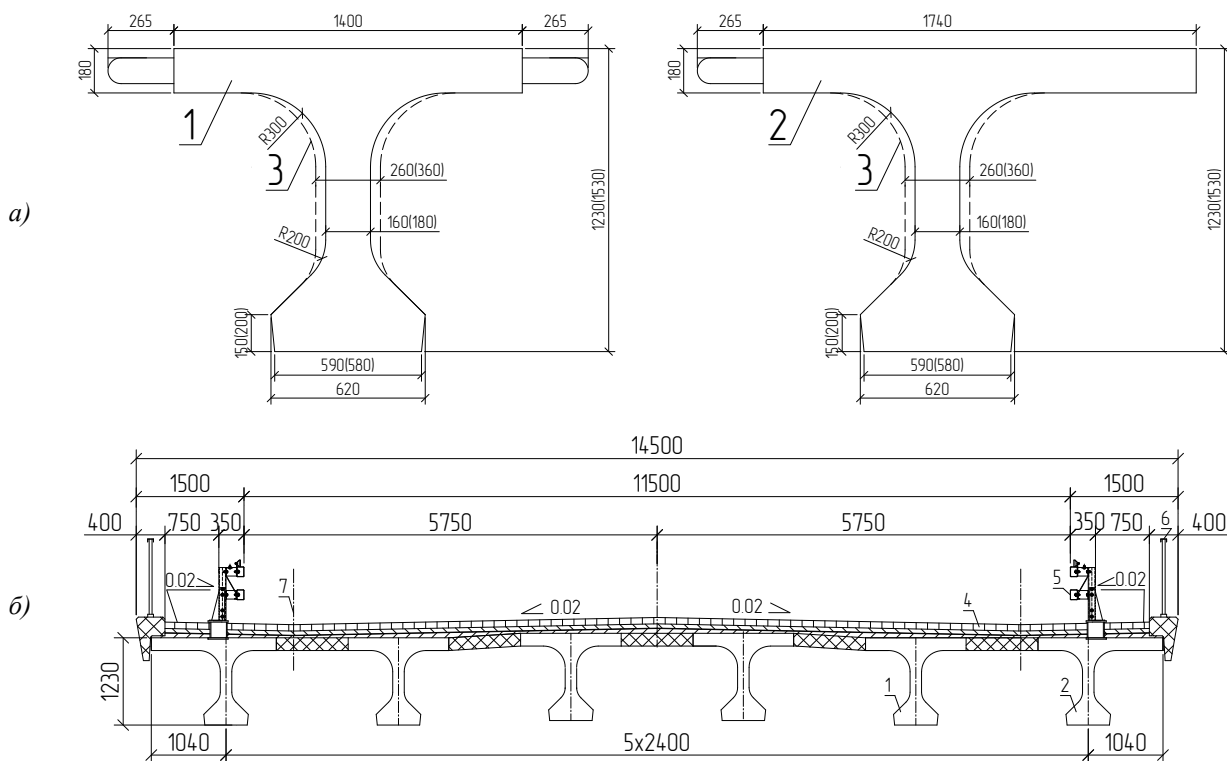


Рис. 1. Поперечные сечения средней и крайней балки (а) и пример сечения пролётного строения (б); 1 – средняя балка, 2 – крайняя балка, 3 – контур концевой уширения, 4 – многослойная дорожная одежда, 5 – металлические барьерные ограждения, 6 – металлические перила и железобетонные карнизные блоки, 7 – оси водоотводных трубок

При проектировании мостовых сооружений используются условные нормируемые нагрузки, которые назначаются (по результатам специальных исследований) как соответствующие парку транспортных средств (колонн автомобилей и одиночных экипажей), допущенных к движению на автомобильных и городских дорогах. За последние 40 лет схемы и величины условных нормируемых нагрузок на мостовые сооружения на дорогах России изменялись два раза (в 1984, 2007 годах) в соответствии с ростом весов и размеров транспортных средств.

На рис. 2 приводятся схемы автомобильных и одиночных колёсных нагрузок прошлых лет (А11, НК-80) и действующих в настоящее время: А14, Н14, впервые введённая нагрузка СН-1800/200. На рис. 3 изображены диаграммы зависимостей эквивалентной полосовой нагрузки q от длины пролёта l для указанных выше нормируемых нагрузок, построенные для треугольных линий влияния с вершиной в середине. Автомобильная нагрузка по

схеме А14 (ГОСТ 33390-2015) превышает аналогичную нагрузку А11, действовавшую с 1984 до 2007 гг., в 1,3 раза, и нагрузку Н-30, действовавшую до 1984 г., в 1,5 раза. Тяжёлая колёсная нагрузка Н14 по ГОСТ 33390-2015 превышает нагрузку НК-80, действовавшую до 2007 г., в 1,28 раза. Можно предположить, что и в последующие годы будут происходить переходы на новые, более тяжёлые нормируемые нагрузки.

Таблица 1

Схемы армирования и параметры приопорных участков предварительно напряжённых балок длиной 11,9–33 м

Длина балок, м	Шаг балок, м	Продольная рабочая арматура: пучки предварительно напряжённой арматуры обычная арматура	Армирование приопорного участка балок		Толщина стенок: балок приопорных участков, см	Длина: приопор. сопряг. участков, м	Класс бетона
			поперечная арматура	продольная арматура			
11,9	1,7 – 2,0	<u>3 пучка 24Ø5В1400</u> -	4Ø12А400 шаг 10см	8Ø14А400	$\frac{16}{26^*}$	$\frac{1,5}{3}$	В35
	2,0 – 2,4	<u>4 пучка 24Ø5В1400</u> -					
15	1,7 – 2,0	<u>4 пучка 24Ø5В1400</u> -	4Ø14А400 шаг 10см	14Ø16А400	$\frac{16}{26^*}$	$\frac{1,5}{1,5}$	В40
	2,0 – 2,4	<u>5 пучков 24Ø5В1400</u> -					
18	1,7 – 2,0	<u>5 пучков 24Ø5В1400</u> -	4Ø14А400 шаг 10см	14Ø14А400	$\frac{16}{26}$	$\frac{1,5}{1,5}$	В40
	2,0 – 2,4	<u>6 пучков 24Ø5В1400</u> -					
21	1,7 – 2,0	<u>7 пучков 24Ø5В1400</u> -	4Ø14А400 шаг 10см	14Ø14А400	$\frac{16}{26}$	$\frac{1,5}{2,0}$	В40
	2,0 – 2,4	<u>8 пучков 24Ø5В1400</u> -					
24	1,7 – 2,0	<u>9 пучков 24Ø5В1400</u> -	4Ø14А400 шаг 10см	14Ø14А400	$\frac{16}{26}$	$\frac{1,5}{3}$	В45
	1,7 – 2,4	<u>9 пучков 24Ø5В1400</u> 4Ø25А400					
28	1,7 – 1,9	<u>10 пучков 24Ø5В1400</u> 4Ø25А400	4Ø14А400 шаг 10см	14Ø14А400	$\frac{18}{36}$	$\frac{5,0}{1,5}$	В45
33	1,7 – 2,0	<u>12 пучков 24Ø5В1400</u> 2Ø25 А400	4Ø14А400 шаг 10см	18Ø14А400	$\frac{16}{26}$	$\frac{1,5}{3,0}$	В45

*балки длиной 11,9 и 15 м изготавливаются с односторонним концевым уширением.

Это означает, что пролётные строения мостовых сооружений эксплуатируются или будут эксплуатироваться в периоды действия более тяжёлых нормируемых нагрузок, чем те, на которые они рассчитаны. Вместе с тем аварии длительно эксплуатируемых технически исправных железобетонных пролётных строений, связанные с увеличением весов транспортных средств и интенсивности движения, не происходят, что указывает на наличие резервов несущей способности.

В настоящей статье содержится описание расчётов, позволяющих вскрыть резервы несущей способности (и грузоподъёмности) пролётных строений с предварительно напряжённой арматурой (в том числе со смешанным армированием), дать объяснение их реально наблюдаемой способности пропускать нагрузки, превышающие проектные.

Этой задаче соответствуют два описываемых ниже способа расчёта, сочетающие пространственную расчётную схему МКЭ и модель железобетонных конструкций:

- для расчётов по предельным состояниям (ПС) первой группы – плитно-стержневая пространственная расчётная схема МКЭ совместно с деформационной нелинейной моделью железобетонных балок в соответствии с СП 52-102-2004 и СП 63.13330.2012;

- для расчётов по ПС второй группы – линейный расчёт МКЭ системы из прямоугольных пластинок (оболочек с нулевой кривизной) с пятью степенями свободы в узле.

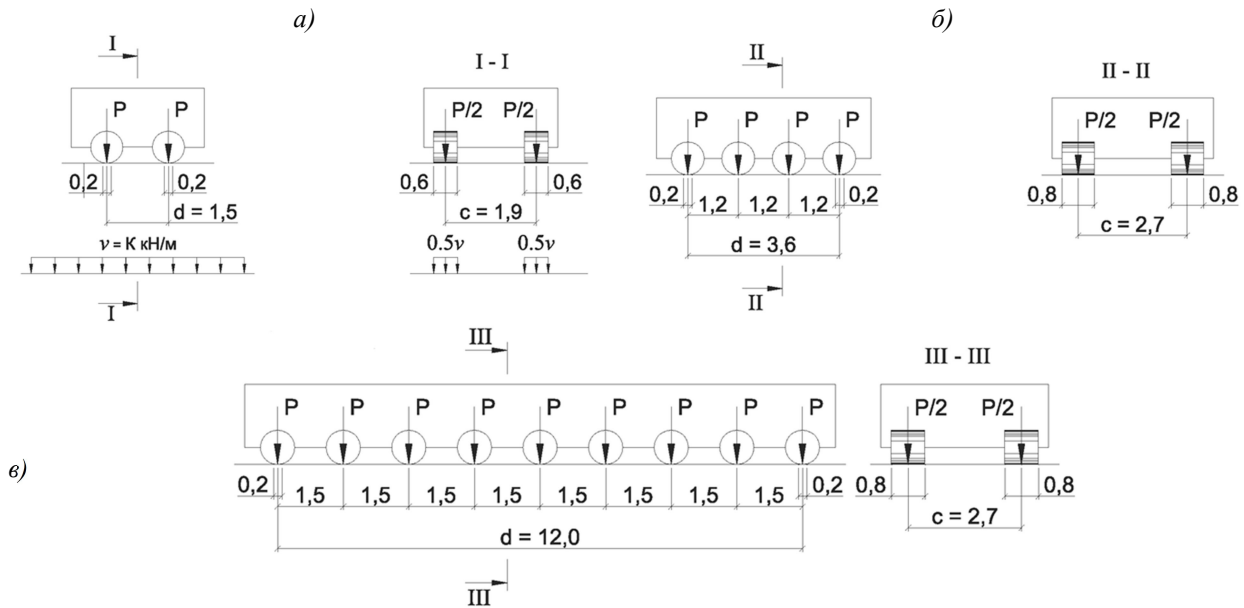


Рис. 2. Схемы нагрузок от подвижного состава с размерами, м: *a* – автомобильная нагрузка АК:А11 (А14) в виде полосы с интенсивностью $v=10,8$ (14) кН/м и одиночной тележки с нагрузкой на ось $P=108$ (140) кН, *б* – тяжёлые одиночные нагрузки НК-80 – Н11 (Н14) с нагрузкой на ось $P=196,3$ – 198 (252) кН, *в* – СН-1800/200 с нагрузкой на ось $P=200$ кН

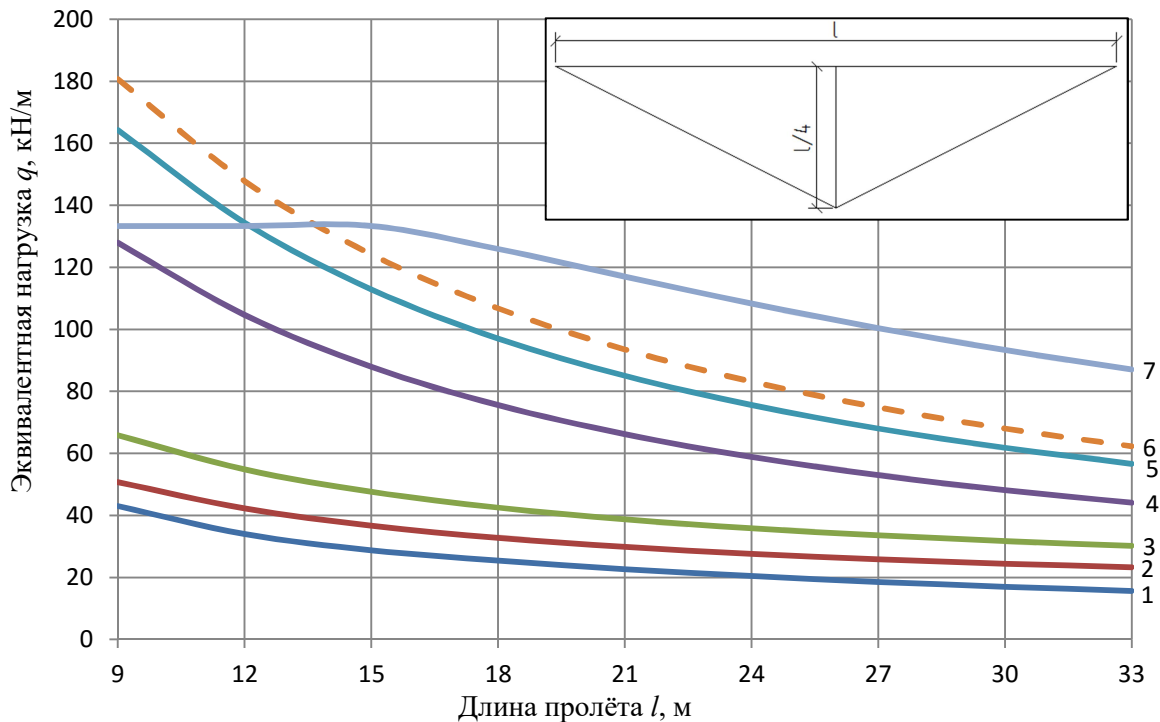


Рис. 3. Диаграммы зависимостей эквивалентной нормативной полосовой нагрузки q от длины пролёта l , построенные для треугольной линии влияния с вершиной посередине: 1 – Н-30, 2 – А11, 3 – А14, 4 – НК-80, 5 – Н14, 6 – $\gamma \times$ Н14 ($\gamma=1,1$ – коэффициент надёжности по нагрузке), 7 – СН-1800/200

Используемая для расчётов по ПС первой группы плитно-стержневая пространственная расчётная схема состоит из плитных конечных элементов (КЭ) с тремя степенями свободы в узле, моделирующих плиту с её распределительной способностью, и стержневых КЭ, заменяющих главные балки пролётного строения (рис. 4).

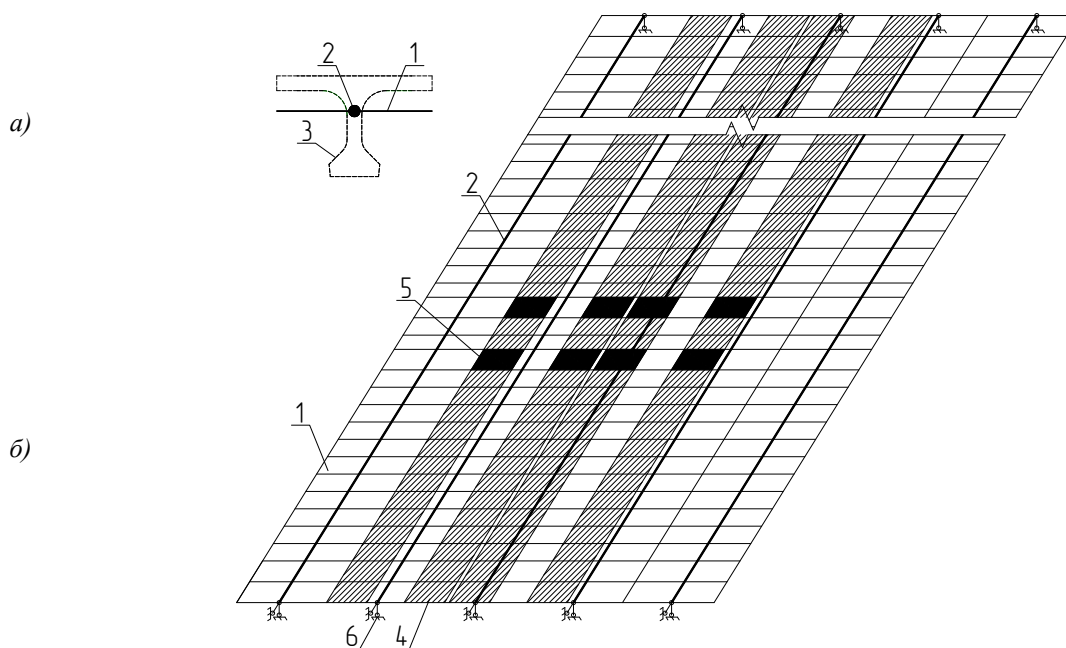


Рис. 4. Плитно-стержневая расчётная схема МКЭ: *а* – расчётная схема балки; *б* – расчётная схема пролётного строения с двумя полосами временной автомобильной нагрузки АК; 1 – конечные элементы плиты, 2 – стержневой конечный элемент, моделирующий балку, 3 – контур балки пролётного строения, 4 – колеса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

Физическими условиями деформационного нелинейного расчёта железобетонных балок являются гипотеза плоских сечений, допущение о деформировании бетона без сопротивления при растяжении, диаграммы состояния бетона, обычной и предварительно напряжённой арматуры на рис. 5, на которых все обозначенные параметры относительных деформаций и напряжений являются нормируемыми величинами:

$$|\sigma_{b1}|=0,6R_b, |\sigma_{b0}|=R_b, \varepsilon_{b1}=\sigma_{b1}/E_b, \varepsilon_{b0}=-0,002, \varepsilon_{b2}=-0,0035; \quad (1)$$

$$\sigma_{s0}=R_s, |\sigma_{sc0}|=R_{sc}, \varepsilon_{s0}=\sigma_{s0}/E_s, \varepsilon_{sc0}=\sigma_{sc0}/E_s, \varepsilon_{s2}=0,025; \quad (2)$$

$$\sigma_{p1}=0,9R_p, \sigma_{p0}=R_p, \sigma_{p2}=1,1R_p; \varepsilon_{p1}=\sigma_{p1}/E_p; \quad (3)$$

$$\varepsilon_{p0}=R_p/E_p+0,002, \varepsilon'_{p0}=1,1R_p/E_p+0,004, \varepsilon_{p2}=0,015,$$

где E_b, R_b – начальный модуль деформации бетона при сжатии и растяжении, расчётное сопротивление бетона при сжатии, $R_s=R_{sc}, R_p, E_s, E_p$ – расчётные сопротивления и модули деформации обычной и предварительно напряжённой арматуры.

В [2–5] содержится научное обоснование, описана алгоритмизация и практическая реализация разработанного метода расчёта. Его составляющими являются:

- уравнения, описывающие переменные приведенные геометрические характеристики (расчётные площади, статические моменты, моменты инерции) сечений в зависимости от относительных деформаций и кривизн при изгибе балок;

- алгоритм и компьютерная реализация расчёта пролётных строений, сочетающего деформационную модель изгибаемых железобетонных балок и решение по методу Ньютона-Рафсона нелинейной пространственной задачи расчёта плитно-балочных систем.

На рис. 6 показана схема распределения напряжений и деформаций по высоте сечения двутавровой балки со смешанным армированием, состоящим из предварительно напряжённой (A_p) и обычной (A_s) арматуры.

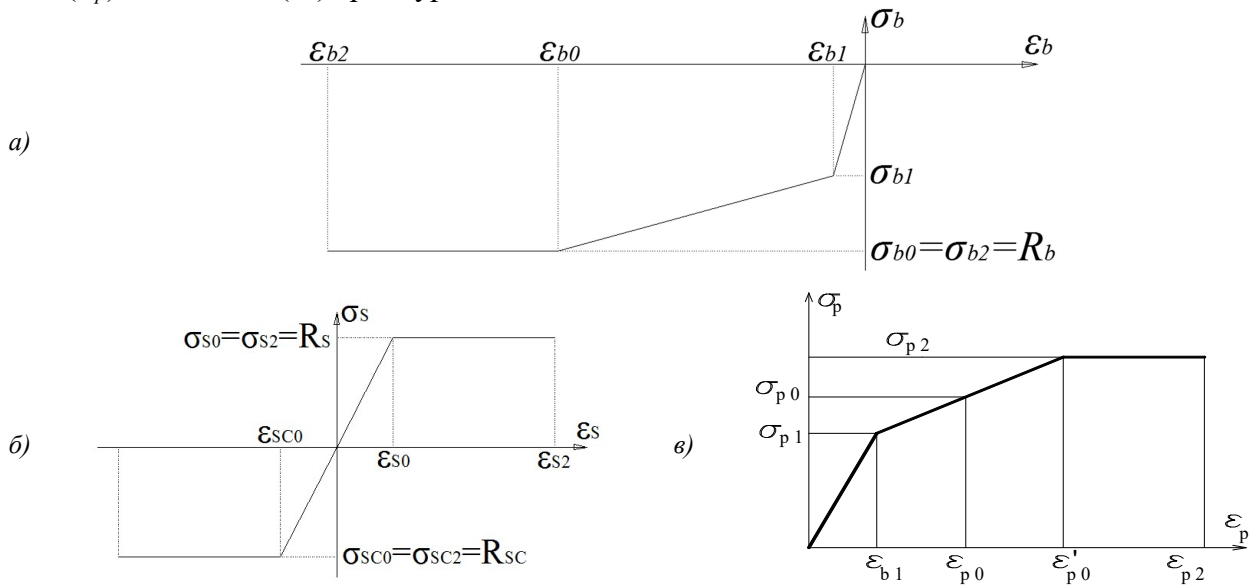


Рис. 5. Диаграммы зависимостей $\epsilon=f(\sigma)$: а – бетона при сжатии для расчётов по предельным состояниям первой группы, б – стержневой арматуры, в – высокопрочной арматуры

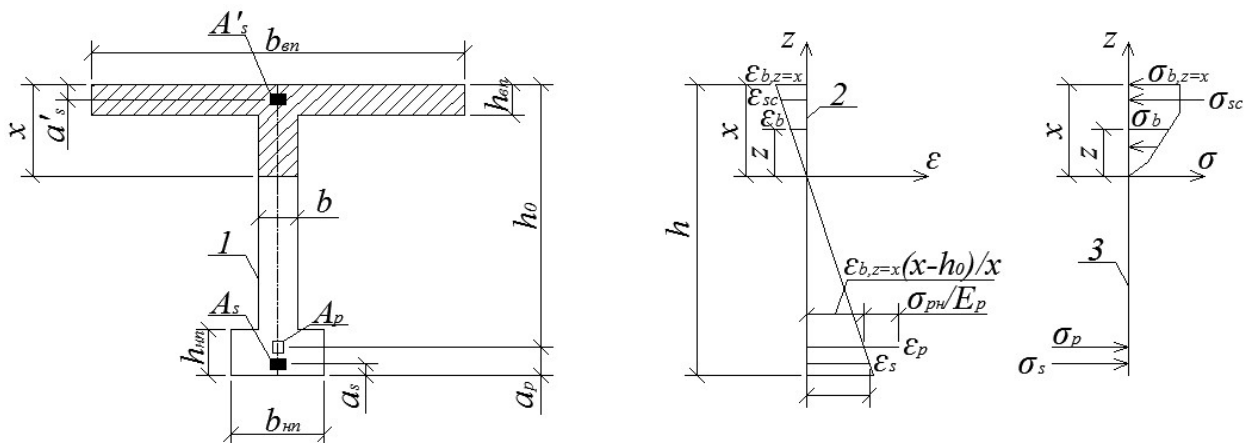


Рис. 6. Схемы к деформационному расчёту изгибаемых железобетонных балок со смешанным армированием: 1 – поперечное сечение балки, 2 – эпюры распределения деформаций по высоте сечения балки, 3 – эпюры распределения напряжений по высоте сечения балки

Решение пространственной задачи расчёта плитно-балочной системы по методу Ньютона-Рафсона на математической основе МКЭ представляет собой итерационную процедуру с графической иллюстрацией на рис. 7. Линиями 1 и 2 обозначены зависимости $EI_{red}=f_1(M)$ изгибной жёсткости и кривизны $(1/\rho)=f_2(M)$ сечений железобетонной балки от момента. На каждой (i -й) ступени итерации выполняются два шага расчётов.

На первом шаге определяются «начальные моменты»

$$\{\Delta M_k\}_i = \{M'_k\}_i - \{M_k\}_i, \quad (4)$$

где $\{M_k\}_i$ – вектор моментов, полученных в конце предыдущей ступени итерации, $\{M'_k\}_i$ – моменты, соответствующие кривизнам и жёсткостям балок, лежащие на кривой $(1/\rho)=f_2(M)$. «Начальные моменты» $\{\Delta M_k\}_i$ – это усилия, которые необходимо приложить к каждому (k -му) стержневому конечному элементу в отдельности, чтобы получить соответствие на совместной диаграмме $M-(1/\rho)-EI_{red}$. Для этого k -й конечный элемент условно отде-

ляется от остальной части системы и к его концам прикладываются моменты $\{\Delta M_k\}_i$, разгружающие его до уровня $\{M'_k\}_i$.

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

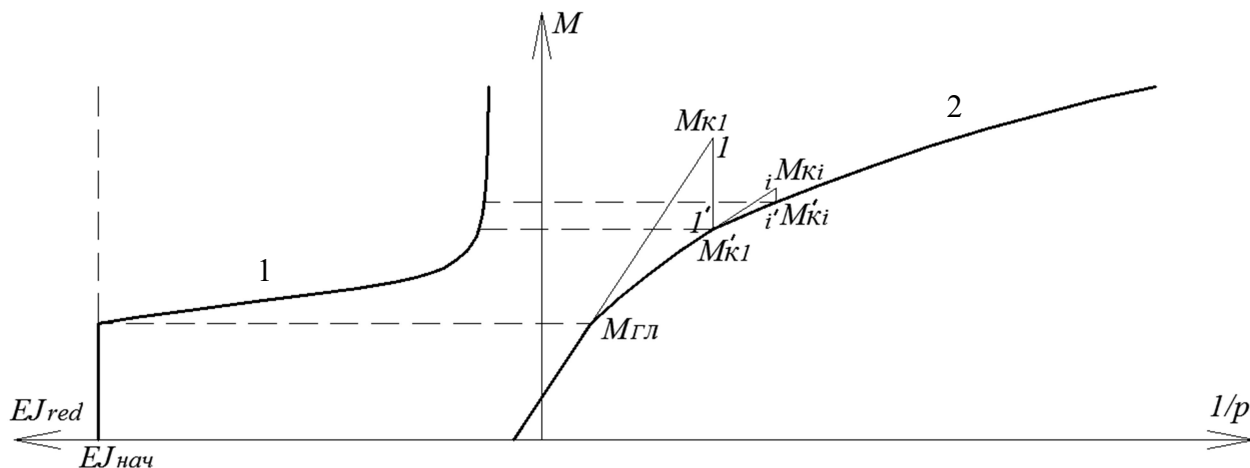


Рис. 7. Совместная диаграмма $M-(1/\rho)-EI_{red}$ и схема к математической процедуре метода Ньютона-Рафсона: 1 – зависимость $EI_{red}=f_1(M)$, 2 – зависимость $(1/\rho)=f_2(M)$

Итерация заканчивается после снижения «начальных напряжений» $\{\Delta M_k\}_i$ (или характеризующего их параметра) до заданного уровня нормы невязки $\{\Delta M_k\}_i \leq 0.01 \{M'_k\}_i$. Решение о достижении предельных состояний принимается по условиям достижения предельных относительных деформаций в бетоне ($\varepsilon_{b,пред} = \varepsilon_{b2} = -0,0035$), в напрягаемой или обычной арматуре ($\varepsilon_{p,пред} = \varepsilon_{p2} = 0,015$; $\varepsilon_{s,пред} = \varepsilon_{s2} = 0,025$).

На рис. 8 показано сравнение расчётных $M_{расч}$ и предельных $M_{пред}$ изгибающих моментов на примере железобетонной предварительно напряжённой балки длиной 18 м. Предельные моменты получены в двух вариантах: по обычному расчёту по прочности в соответствии с СП 35.13330.2011 и по расчёту с использованием деформационной модели.

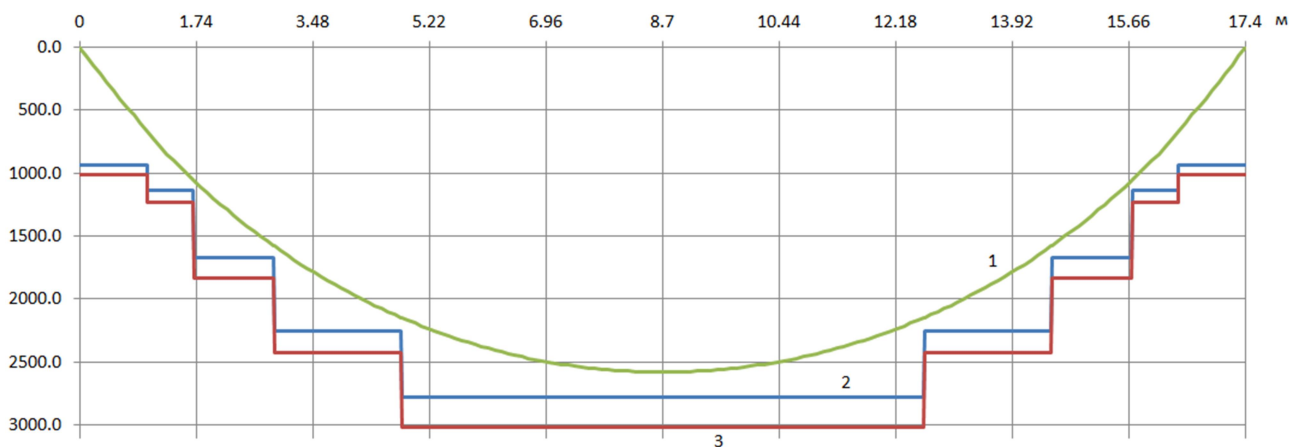


Рис. 8. Сравнение расчётных и предельных изгибающих моментов по прочности $M_{пред}$ на примере балки длиной 18 м: 1 – объёмлющая эпюра расчётных моментов, 2 – предельные изгибающие моменты по обычному расчёту, 3 – предельные изгибающие моменты по расчёту по деформационной модели

Расчёты показывают, что несущая способность пролётных строений рассматриваемых конструкций, определённая по расчёту с использованием деформационной модели, на 8–9 %

превышает аналогичные показатели по обычному расчёту согласно СП 35.13330-2011. Кроме того, использование нелинейного пространственного расчёта по методу Ньютона-Рафсона позволяет повысить расчётную несущую способность пролётных строений на 7–9 % за счёт перераспределения изгибающих моментов с наиболее нагруженной на другие балки. Эти показатели обеспечивают повышение по расчёту класса грузоподъёмности пролётных строений на 30 и более процентов: с А11 до А14, с А14 до А17–18, с НК-80 до Н14, Н14 до Н17–18.

Линейно-упругая модель пролётных строений соответствует условиям расчётов предварительно напряжённых балок по предельным состояниям второй группы. Система состоит из прямоугольных пластинчатых конечных элементов с шестью степенями свободы в узле, повторяющих пространственную схему пролётного строения, и стержневых конечных элементов, моделирующих обычную и предварительно напряжённую арматуру. Расчётные деформации в бетоне и арматуре не выходят за пределы значений $(R_{bt,ser}-0,6R_{b,ser})/E_b$, R_s/E_s и $0,9R_p/E_p$, при которых сохраняются линейные соотношения в соответствии с диаграммами на рис. 5. Поэтому при определении геометрических характеристик сечений учитываются опалубочные размеры балок и полные размеры сечений арматуры. В этих условиях пространственная пластинчатая модель более строго (по сравнению с другими способами схематизации МКЭ) описывает напряжённо-деформированное состояние плитно-балочных пролётных строений, позволяет обосновать распределение усилий с минимальными значениями моментов в наиболее нагруженных балках.

На рис. 9 показано сравнение распределений моментов от временных нагрузок А14 и Н14 в балках пролётного строения длиной 24 м по пластинчатой и плитно-стержневой расчётным схемам МКЭ. В пластинчатой системе усилия распределены более равномерно, моменты в наиболее нагруженных балках Б2 и Б3 меньше на 4–10 %.

Расчёты балок пролётных строений с предварительным напряжением арматуры по предельным состояниям второй группы включают следующие главные проверки на стадии эксплуатации:

- по образованию продольных трещин в верхнем поясе путём ограничения сжимающих напряжений $\sigma_b \leq R_{mc2}$, где R_{mc2} – предельное сопротивление бетона при осевом сжатии (призменная прочность);

- по трещиностойкости нижнего пояса путём ограничения растягивающих напряжений $\sigma_n \leq 1,4R_{bt,ser}$ (для балок со смешанным армированием $\sigma_n \leq 2R_{bt,ser}$), где $R_{bt,ser}$ – предельное сопротивление бетона осевому растяжению;

- наибольших главных (растягивающих $\sigma_{1(mt)}$ и сжимающих $\sigma_{2(mc)}$) и касательных τ_b напряжений в центрах тяжести сечений

$$\sigma_{1(mt)} \leq 0,85R_{bt,ser}, \quad \sigma_{2(mc)} \leq R_{b,mc2}, \quad \tau_b \leq m_{b6} R_{b,sh}, \quad (5)$$

где $R_{b,sh}$ – расчётное сопротивление бетона скалыванию при изгибе; m_{b6} – коэффициент, принимаемый при отсутствии поперечного обжатия равным 1,0.

Как показано в нашей статье [6], в балках пролётных строений с параметрами концевых участков (табл. 1) проверки в соответствии с условиями (5) успешно выполняются. Также с большим запасом выполняется условие ограничения сжимающих напряжений в верхнем поясе. Из указанных выше предельных условий критическим, требующим проверки, в большинстве случаев является выполнение соотношения $\sigma_n \leq 1,4R_{bt,ser}$ по всей длине балок. При проектировании положение анкеров, включающих в работу пучки по длине балок, назначается с достаточным запасом, обеспечивающим выполнение указанной проверки в пограничных сечениях. Поэтому определяющей (в большинстве случаев – достаточной), ограничивающей расчётное соответствие балок требованиям трещиностойкости, является проверка в сечении в середине пролёта условия

$$\sigma_n = (M_{pac42} - Nz) / W_{red}^n - N / A_{red} \leq 1,4R_{bt,ser}, \quad (6)$$

где M_{pac42} – расчётный момент от постоянных и временных нагрузок по ПС второй группы, A_{red} , W_{red}^n – приведенные площадь и момент сопротивления нижней грани сечения балки в

середине пролёта, N, z – равнодействующая сил предварительного напряжения пучков арматуры с учётом первых и вторых потерь и её эксцентриситет относительно центра тяжести сечения.

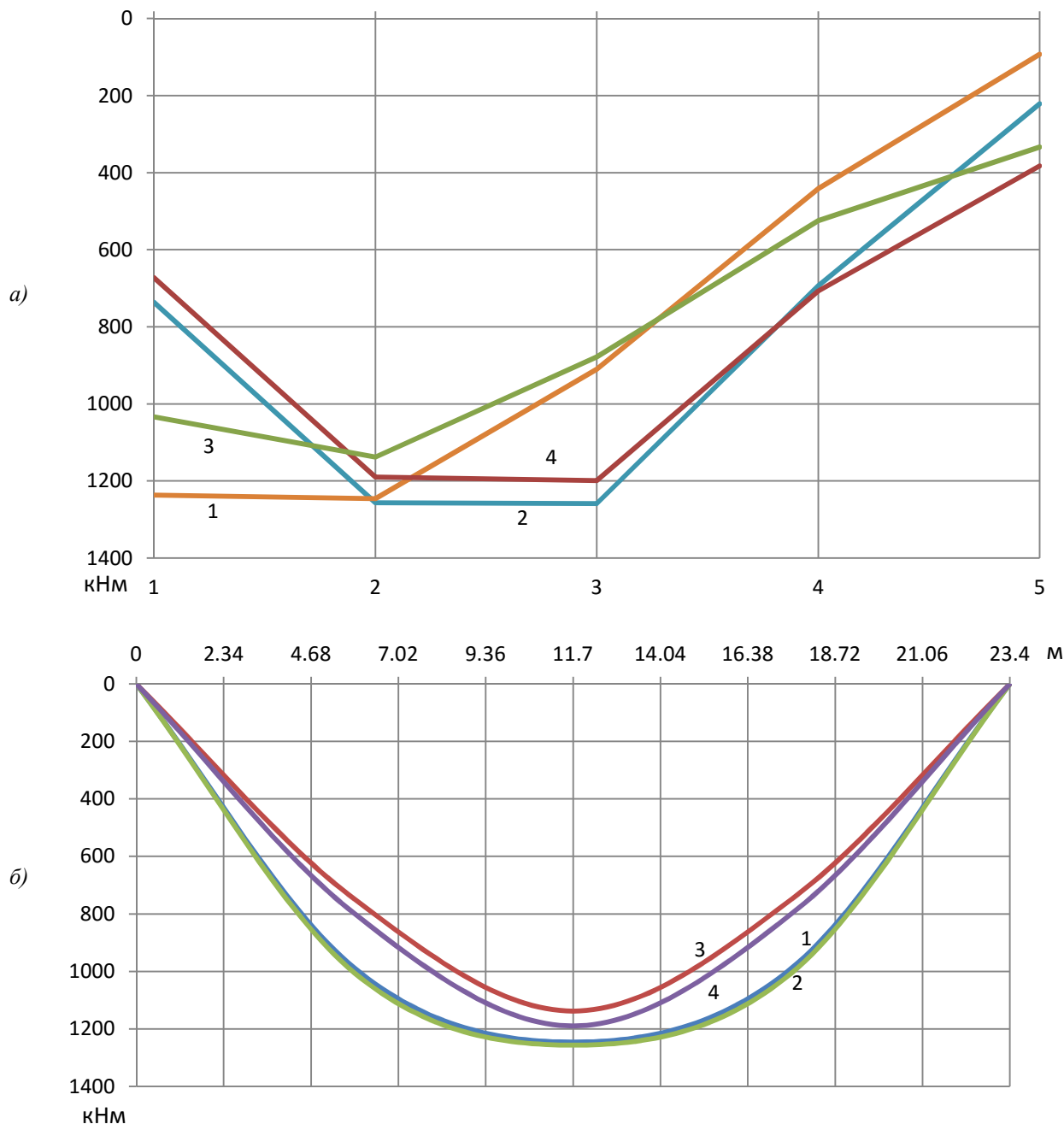


Рис. 9. Сравнение распределения моментов между балками в середине пролётногo строения длиной 24 м (а) и объёмлющих эпор моментов в наиболее нагруженной балке Б2 (б) от нормативных нагрузок А14 и Н14: 1 – от нагрузки А14 по расчёту по плитно-стержневой расчётной схеме МКЭ, 2 – то же от нагрузки Н14, 3 – от нагрузки А14 по расчёту по пластинчатой расчётной схеме МКЭ, 4 – то же от нагрузки Н14

На основании этого соотношения определяется предельный момент

$$M_{nped2} = 1,4R_{bt,ser}W_{red}^n + N(z + W_{red}^n/A_{red}). \quad (7)$$

После вычитания из M_{nped2} момента $M_{пост}$ от постоянных нагрузок можно получить изгибающий момент от временной вертикальной нагрузки АК или НК, который способно воспринять сечение при выполнении требований расчёта по ПС второй группы. Классы времен-

ных вертикальных нагрузок АК и НК по пределу трещиностойкости наиболее нагруженной балки определяются по формулам

$$AK = [(M_{пред2} - M_{ном}) / M_{AKпр}] \times AK_{пр}, \quad НК = [(M_{пред2} - M_{ном}) / M_{НКпр}] \times НК_{пр}, \quad (8)$$

где $M_{AKпр}$, $M_{НКпр}$ – моменты в середине пролёта наиболее нагруженной балки пролётного строения при расчётном положении временных нагрузок, принятых при проектировании: А11, Н11 (НК-80) в проектах прошлых лет (до 2007 г.) или А14, Н14 в современных проектах.

Покажем это на примере пролётного строения длиной 24 м с габаритом Г11,5+2×0,75 с шагом балок 2,4 м, запроектированного под нагрузки А11, Н11 (НК-80). Высота сечения балок 123 см, рабочая арматура – 9 пучков 24Ø5 из высокопрочной проволоки класса В1400. Класс бетона по прочности на сжатие В40. Выполнение и результаты расчёта по формулам (7), (8) представлены в табл. 2.

Таблица 2

Расчёт классов нагрузок АК и НК по пределу трещиностойкости балок пролётного строения длиной 24 м

Расчётн. пролёт, м	X, м	$R_{bi,ser}$, кПа	A_{red} , м ²	W_{red}^H , м ³	z, м	$M_{пред2}$, кНм	$M_{ном}$, кНм	M_{A11} , кНм	M_{H11} , кНм	АК	НК
23,4	11,7	2100	0,793	0,178	0,68	3521	2041	894	942	А18,2	Н17,3

X – удаление рассчитываемого сечения от оси опирания.

Выводы

1. Сроки эксплуатации пролётных строений автодорожных и городских мостов превышают периоды действия нормируемых нагрузок, на которые они рассчитаны. Вместе с тем аварии длительно эксплуатируемых технически исправных железобетонных пролётных строений, связанные с увеличением весов транспортных средств и интенсивности движения, не происходят, что указывает на наличие резервов несущей способности.

2. В настоящей статье обоснованы и описаны следующие расчётные схемы и способы расчёта, позволяющие вскрыть резервы несущей способности (и грузоподъёмности) пролётных строений с предварительно напряжённой арматурой (в том числе со смешанным армированием), дать объяснение их реально наблюдаемой способности пропускать нагрузки, превышающие проектные:

- для расчётов по предельным состояниям (ПС) первой группы – плитно-стержневая пространственная расчётная схема МКЭ совместно с деформационной нелинейной моделью железобетонных балок в соответствии с СП 52-102-2004 и СП 63.13330.2012;

- для расчётов по ПС второй группы – линейный расчёт МКЭ системы из прямоугольных пластинок (оболочек с нулевой кривизной) с пятью степенями свободы в узле.

3. Значительная часть пролётных строений, рассчитанных на пропуск нагрузок Н30 и А11, находящихся в технически исправном состоянии, удовлетворяет условиям норм проектирования, включающих современные нагрузки А14 и Н14, не требует усиления при пропуске этих нагрузок. Проектируемые и строящиеся в настоящее время пролётные строения, рассчитанные на действующие нормируемые нагрузки А14, Н14, способны обеспечить пропуск более тяжёлых (с превышением до 30 %) автомобильных полос и одиночных колёсных экипажей.

Библиографический список

1. Шапиро, Д.М. Расчёт и проектирование балочных железобетонных предварительно напряжённых пролётных строений автодорожных мостов / Д.М. Шапиро, А. П. Тютин// Строительная механика и конструкции, 2012, №2 (5). – С. 60 – 68.
2. Шапиро, Д.М. Деформационный нелинейный расчёт изгибаемых железобетонных балок в составе плитно-ребристых систем / Д.М. Шапиро, А. П. Тютин// Бетон и железобетон. – 2011. – №6. – С. 19 – 23.
3. Шапиро, Д.М. Нелинейный деформационный пространственный расчёт железобетонных пролётных строений автодорожных мостов / Д.М. Шапиро, А. П. Тютин// Строительная механика и конструкции, 2013, №1 (5). – С. 102 – 108.
4. Шапиро, Д.М. Нелинейное деформирование и несущая способность мостовых плитно-балочных железобетонных пролётных строений / Д.М. Шапиро, А.П. Тютин// Строительная механика и конструкции, 2014, №1 (8). – С. 78 – 87.
5. Шапиро, Д.М. Нелинейный пространственный расчёт изгибаемых плитно-балочных систем из железобетонных балок со смешанным армированием / Д.М. Шапиро, А.П. Тютин// Бетон и железобетон. – 2014. – №6. – С. 12 – 17.
6. Шапиро, Д.М. Распределение напряжений в приопорных участках железобетонных предварительно напряжённых балок пролётных строений мостов / Д.М. Шапиро, А.П. Тютин// Строительная механика и конструкции, 2015, №1 (10). – С. 88 – 96.

References

1. Shapiro, DM Calculation and design of reinforced concrete beam prestressed bridge spans / DM Shapiro, AP Tyutin // Building mechanics and construction, 2012, №2 (5). - P. 60 - 68.
2. Shapiro, D.M The deformation nonlinear calculation of flexible reinforced concrete beams in the composition of plate-finned systems / DM Shapiro, AP Tyutin // Concrete and reinforced concrete. - 2011. - №6. - P. 19 - 23.
3. Shapiro, D.M. Nonlinear deformation design of spatial reinforced concrete bridge spans / DM Shapiro, AP Tyutin // Building mechanics and construction, 2013, №1 (5). - P. 102 - 108.
4. Shapiro, D.M. Nonlinear deformation and bearing capacity of the bridge plate-reinforced concrete beam spans / D.M Shapiro, AP Tyutin // Building mechanics and construction, 2014, №1 (8). - S P. 78 - 87.
5. Shapiro, D.M. Nonlinear spatial calculation of bent plate-beam systems made of reinforced concrete beams with mixed reinforcement / DM Shapiro, AP Tyutin // Concrete and reinforced concrete. - 2014. - №6. - P. 12 - 17.
6. Shapiro, DM Stress distribution in the near support areas of prestressed concrete beam bridge spans / DM Shapiro, AP Tyutin // Building mechanics and construction, 2015, №1 (10). - P. 88 - 96.

Ключевые слова: плитно-балочные пролётные строения, железобетонные балки, предварительно напряжённая арматура, деформационная расчётная модель, пластинчатые конечные элементы.

Keywords: plate-girder spans, reinforced concrete beams, prestressed reinforcement, deformation calculation model, plate finite elements.

УДК 624.042
Воронежский государственный
технический университет
Канд. техн. наук, доц. кафедры
строительной механики
Н.А. Барченкова
Россия, г. Воронеж, тел.: +7-(473)271-52-30
e-mail: nadia7194@yandex.ru
Магистрант кафедры
строительной механики
И.А. Ильиных
Россия, г. Воронеж, тел.: +7-951-872-07-85
e-mail: 7irina2308@rambler.ru

Voronezh State Technical University
PhD of Tech. Sc., associate professor of
department of Structural Mechanics
Barchenkova N.A.
Voronezh, Russia, tel.: +7-(473)2715230
e-mail: nadia7194@yandex.ru
Undergraduate the Department of Structural
Mechanics
Iljinykh I.A
Russia, Voronezh, tel.: +9518720785
e-mail: 7irina2308@rambler.ru

Н.А. Барченкова, И.А. Ильиных

ИССЛЕДОВАНИЕ НДС ЕЗДОВОГО ПОЛОТНА МОСТОВОЙ ПЛИТНОЙ КОНСТРУКЦИИ ОТ ОДИНОЧНОЙ КОЛЕСНОЙ НАГРУЗКИ

Исследовалось НДС ездового полотна мостовой плитной конструкции в виде прямоугольной плиты $2,4 \times 24 \text{ м}^2$ с защемлением по длинным сторонам и шарнирным опиранием по коротким. Анализировалось влияние эксцентриситеты расположения одиночной колесной нагрузки от НК-80 на изгибающие моменты в центре плиты и посередине защемленных сторон. Расчеты выполнялись в ПК ЛИРА путем построения поверхностей влияния характерных изгибающих моментов и прогибов. Анализ результатов представлен в табличной и графической формах.

N.A. Barchenkova, I.A. Iljinykh

RESEARCHES OF BRIDGE SLAB STRUCTURE DECK DEFLECTED MODE CAUSED BY SINGLE WHEEL LOAD

Deflected mode of deck of bridge slab structure as rectangular slab $2,4 \times 24 \text{ м}^2$ with fixation on long sides and hinged bearing on short ones is under investigation. The eccentricity of single wheel load effect caused by NK.-80 on the moment of deflection in the slab center and in center fixed sides is analyzed. Design was done on software package LIRA by constructing surfaces of specific moment of deflection and deflections. The analysis results are presented in tables and graphic forms.

Исследовалось НДС ездового полотна мостовой плитной конструкции, выполненного в виде прямоугольной плиты $24 \times 2,4 \text{ м}^2$ с защемлением по длинным сторонам и цилиндрическими шарнирами – по коротким, на действие колесной нагрузки 10 т, соответствующей 1 колесу от НК-80, распределенной по площади $0,2 \times 0,8 \text{ м}^2$ (рис. 1). Анализировались характерные изгибающие моменты M_x , M_y и прогибы W в зависимости от эксцентриситета расположения колесной нагрузки, принимаемого по направлениям осей симметрии плиты x , y .

Как рекомендовано в ВСН 32-89 [1], при отсутствии повреждений покрытия проезжей части плиту необходимо рассчитывать на нагрузку с учетом ее распределения покрытием, т.е. при величине грузовой площади $0,6 \times 1,2 \text{ м}^2$, что соответствует толщине покрытия около 17 см.

© Барченкова Н.А., Ильиных И.А., 2016

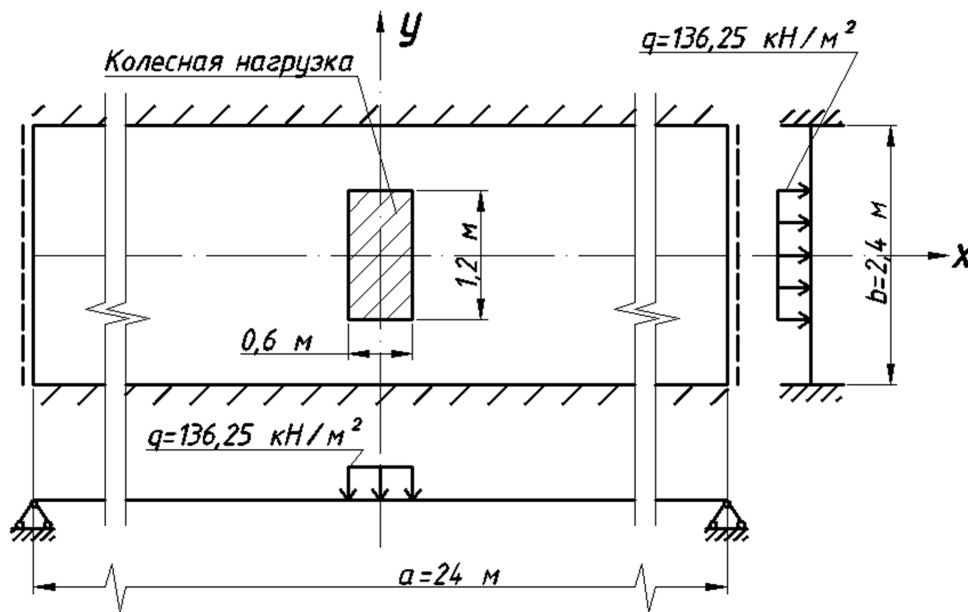


Рис. 1

При оценке адекватности расчетной схемы, составленной применительно к ПК ЛИРА (41 КЭ – универсальный прямоугольный КЭ оболочки, с размерами $0,2 \times 0,2 \text{ м}^2$), выявлено, что результаты расчетов на действие колесной нагрузки в центре не выходят за пределы максимальных и минимальных значений, найденных с использованием известных источников, а также ПК SAP2000. Более подробное описание расчетной схемы представлено в [2, 3].

При расчете неблагоприятного расположения временной нагрузки принято использовать поверхности влияния [4]. В данной работе исследование зависимости изгибающих моментов M_x , M_y и прогибов W в центре плиты как наиболее характерных, а также изгибающих моментов в центре защемленных сторон от эксцентрисичности расположения одиночной колесной нагрузки выполнялось посредством построения поверхностей влияния в ПК ЛИРА. В силу симметрии соответствующие матрицы влияния представлены в табл. 1-7 и на рис. 2-8 для четверти плиты.

Таблица 1

		W(0;0)-1000, мм			
x \ y		0	0.4	0.8	1.15
0	0	-9.472	-6.58	-2.251	-0.101
1.2	0	-2.332	-1.783	-0.632	-0.031
2.4	0	-0.115	-0.082	-0.022	-0.001
3.6	0	0.023	0.018	0.007	0
4.8	0	0.004	0.003	0.001	0
≥ 6.0	0	0	0	0	0

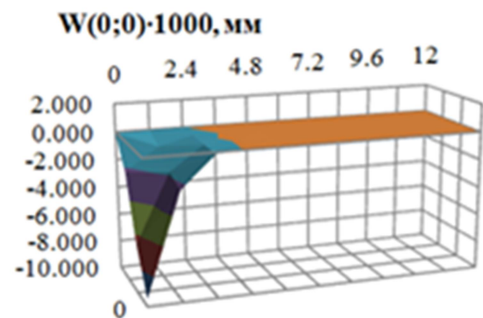


Рис. 2

Таблица 2

		$M_x(0;0) \cdot 1000, \text{кНм/м}$			
x \ y	0	0.4	0.8	1.15	
0	151.66	79.65	22.01	0.95	
1.2	-17.34	-13.42	-5.19	-0.26	
2.4	-4.53	-3.48	-1.24	-0.06	
3.6	-0.21	-0.15	-0.04	0	
4.8	0.05	0.04	0.01	0	
≥ 6.0	0	0	0	0	

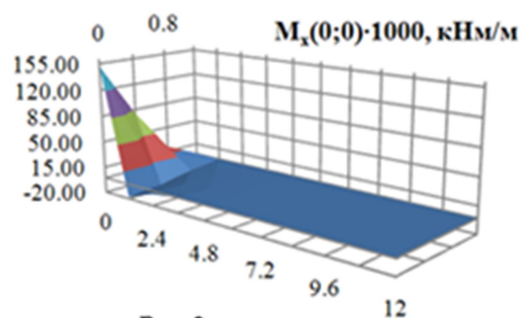


Рис. 3

Таблица 3

		$M_y(0;0) \cdot 1000, \text{кНм/м}$			
x \ y	0	0.4	0.8	1.15	
0	185.83	63.46	11.43	0.29	
1.2	28.66	21.19	7.03	0.32	
2.4	1.3	0.92	0.24	0.01	
3.6	0	0	0	-0.01	
4.8	-0.05	-0.04	-0.01	0	
≥ 6.0	0	0	0	0	

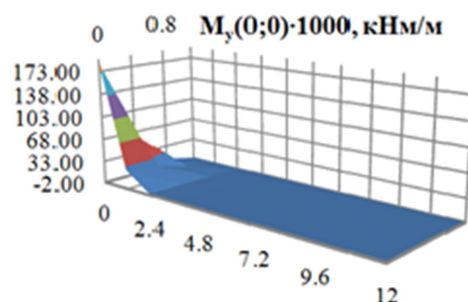


Рис. 4

Таблица 4

		$M_x(0;1,2) \cdot 1000, \text{кНм/м}$			
x \ y	0	0.4	0.8	1.15	
0	-19.01	-22.63	-10.06	2.44	
1.2	-7.4	-7.18	-3.16	0	
2.4	-0.41	-0.3	-0.08	0	
3.6	0.07	0.06	0.02	0	
4.8	0.01	0.01	0	0	
≥ 6.0	0	0	0	0	

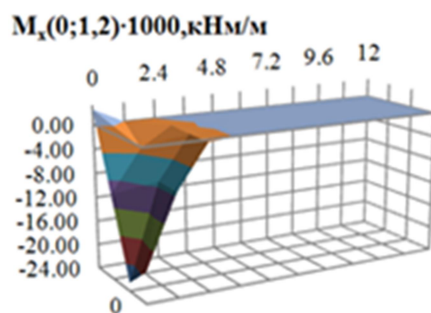


Рис. 5

Таблица 5

		$M_x(0;-1,2) \cdot 1000, \text{кНм/м}$			
x \ y	0	0.4	0.8	1.15	
0	-19.01	-11.1	-3.51	-0.15	
1.2	-7.4	-4.75	-1.53	-0.07	
2.4	-0.41	-0.29	-0.08	0	
3.6	0.07	0.06	0.02	0	
4.8	0.01	0.01	0	0	
≥ 6.0	0	0	0	0	

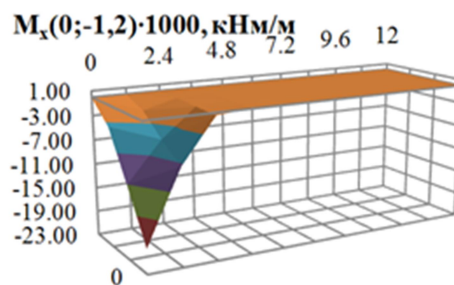


Рис. 6

Таблица 6

		$M_y(0;1,2) \cdot 1000, \text{кНм/м}$			
x \ y	0	0.4	0.8	1.15	
0	-131.08	-173.29	-158.57	-56.85	
1.2	-38.56	-34.58	-13.77	-0.84	
2.4	-1.36	-0.9	-0.17	0	
3.6	0.44	0.35	0.14	0.01	
4.8	0.07	0.05	0.02	0	
≥ 6.0	0	0	0	0	

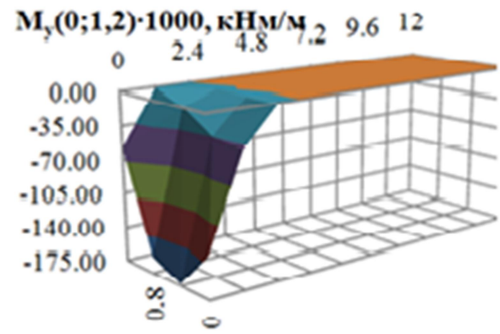


Рис. 7

Таблица 7

		$M_y(0;-1,2) \cdot 1000, \text{кНм/м}$			
x \ y	0	0.4	0.8	1.15	
0	-131.08	-74.09	-23.2	-0.98	
1.2	-38.56	-25.81	-8.41	-0.39	
2.4	-1.36	-0.94	-0.21	-0.01	
3.6	0.44	0.35	0.14	0.01	
4.8	0.07	0.05	0.02	0	
≥ 6.0	0	0	0	0	

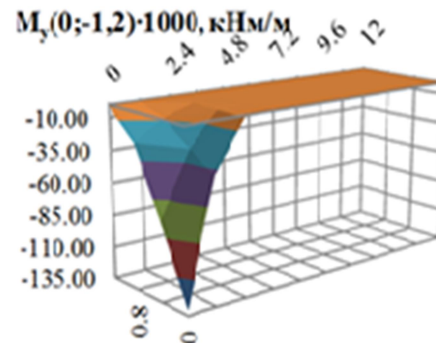


Рис. 8

Таким образом, установлено, что анализ эксцентricности расположения нагрузки в продольном и поперечном направлениях можно выполнять для укороченной плиты, расчетная длина которой 9,6 м.

Дальнейшие численные расчеты были выполнены путем загрузки поверхностей влияния принятой выше одиночной колесной нагрузкой. Исследование эксцентricности ее расположения показало, что при смещении нагрузки вдоль оси x экстремальные значения изгибающих моментов M_x , M_y и прогибов W для продольных сечений локализуются в зоне нагрузки. Причем на эпюрах M_x в смежных участках появляются отрицательные значения, сравнительно малые по величине. Для моментов M_x , M_y в поперечных сечениях максимумы наблюдаются в зоне продольной оси симметрии.

И наоборот, когда нагрузка смещается вдоль оси y , то в продольных сечениях экстремальные значения изгибающих моментов M_x , M_y имеют место также вдоль оси y , а в поперечных – располагаются под нагрузкой. Графические результаты представлены на рис. 9, 10.

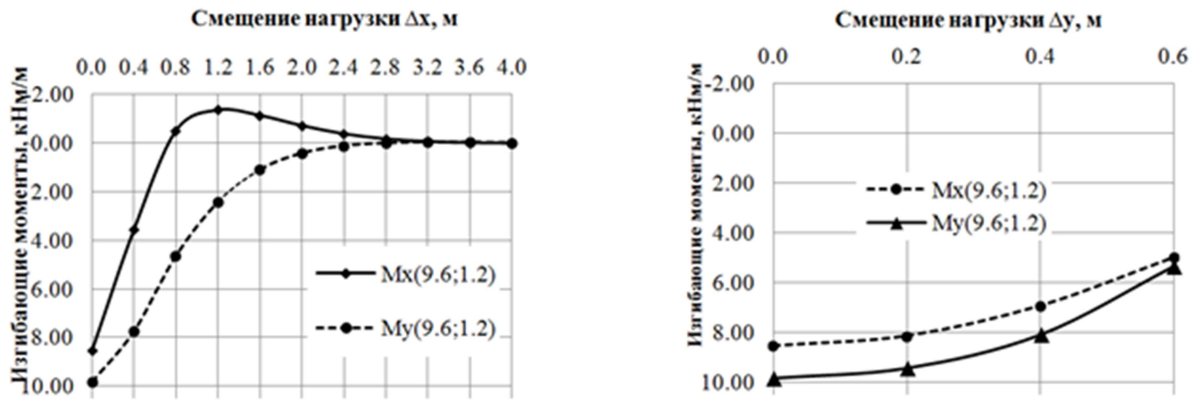


Рис. 9

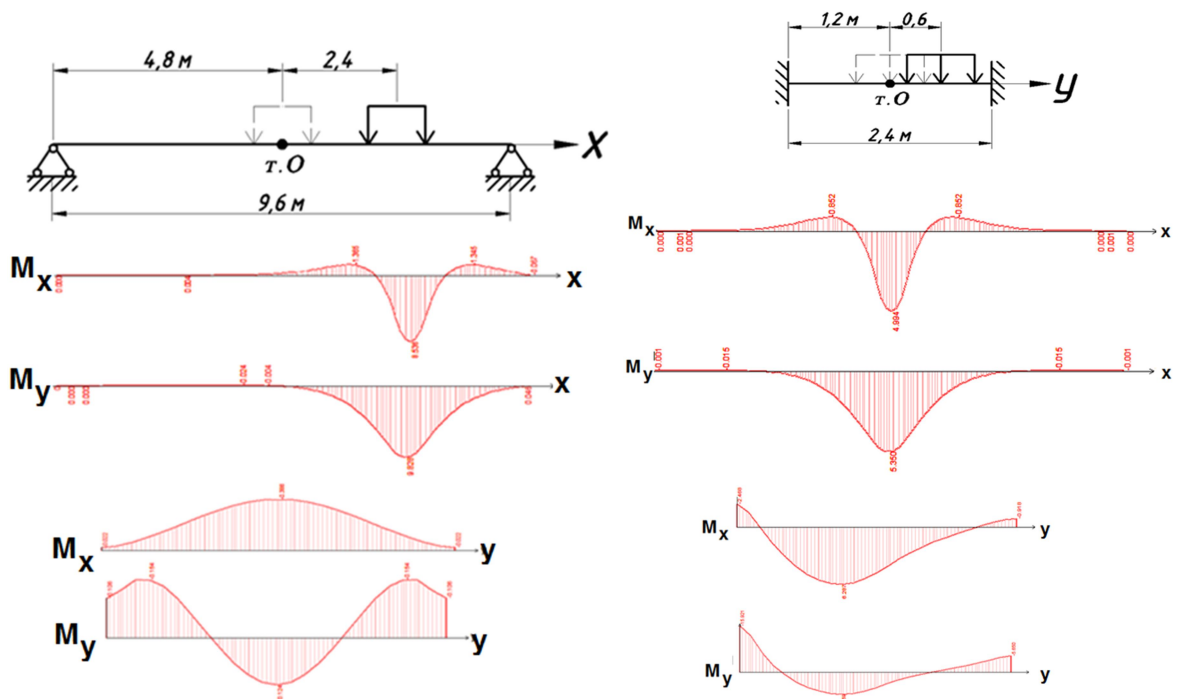


Рис. 10

Библиографический список

1. Инструкция по определению грузоподъемности железобетонных балочных пролетных строений эксплуатируемых автодорожных мостов. ВСН 32-89. - М.: Транспорт, 1991. - 166 с.
2. Ильиных, И.А. Исследование точности нормативной методики расчета усилий в плитных конструкциях на действие колесной нагрузки/ И.А.Ильиных, Н.А. Барченко-ва // Научный вестник Воронежского ГАСУ, серия «Студент и наука». - 2015. - Вып. №2 (9). - С. 5-9.

3. Барченкова, Н.А. Исследование точности нормативной методики расчета усилий в плитных конструкциях на действие колесной нагрузки. Влияние эксцентricности расположения колесной нагрузки и неравномерности ее распределения по площади контакта на напряженно-деформированное состояние плиты/ Н.А. Барченкова, И.А. Ильиных// Актуальные проблемы строительства, строительной индустрии и промышленности: сб. мат. XVII Междунар. науч.-техн. конф. (28-30 июня 2016 г.). С.19-21.
4. Илюшин, Н.В. Методика загрузки поверхностей влияния временной подвижной нагрузкой LM1/ Н.В. Илюшин// Вестник МГСУ. - 2012. - №3. - С.63-73.

References

1. Recommendations on reinforced concrete beam span of working bridges. BCH 32-89. М.: Transport, 1991. – 166 p.
2. Iljinykh, I.A. Research of accuracy of normal methodology of slab structure stresses design on the wheel load effect// I.A. Iljinykh, N.A. Barchenkova//Scientific bulletin of VGASU. Series: Student and science. 2015, issue №2 (9). P. 5-9.
3. Barchenkova, N.A. Research of accuracy of normal methodology of slab structure stresses design on the wheel load effect. Eccentricity of wheel load placing and unevenness of its distribution on the contact area effect on deflected mode of slab state// N.A. Barchenkova// Collection of materials of XVII International theoretical conference «Topical construction problems, building industry» (28-30, June 2016). P.19-21.
4. Ilyushin, N.V. Method of traveling load loading surface impact. LM1// N.B. Ilyushin// Bulletin of MGCU. 2012. 3. P. 63-73.

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние плиты, изгибающие моменты, прогибы, колесная нагрузка, ведомственные строительные нормы, поверхность влияния.

Keywords: slab deflected mode, moment of deflection, deflections, wheel loads, impact area.

Научное издание

**СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА
И КОНСТРУКЦИИ**

Научно-технический журнал

Выпуск №2 (13), 2016

Редакторы Аграновская Н.Н., Акритова Е.В.

Подп. в печать 12.12.2016. Формат 60x84 1/8. Уч.-изд. л. 12,4. Усл.-печ. л. 12,5.
Бумага писчая. Тираж 200 экз. Заказ № .

Отпечатано: отдел оперативной полиграфии
издательства учебной литературы и учебно-методических пособий
ВГТУ

394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84