



Научно-технический журнал
Издается с 2003 года.
Выходит шесть раз в год.

№6 (38) 2011
(ноябрь-декабрь)

СТРОИТЕЛЬСТВО И РЕКОНСТРУКЦИЯ

Учредитель – федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
«Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс»
(ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК»)

Редакционный совет:

Голенков В.А. д.т.н., проф., председатель
Радченко С.Ю. д.т.н., проф.,
зам. председателя
Борзенков М.И. к.т.н., доц., секретарь
Астафичев П.А. д.ю.н., проф.
Иванова Т.Н. д.т.н., проф.
Киричек А.В. д.т.н., проф.
Колчунов В.И. д.т.н., проф.
Константинов И.С. д.т.н., проф.
Новиков А.Н. д.т.н., проф.
Попова Л.В. д.э.н., проф.
Степанов Ю.С. д.т.н., проф.

Главный редактор:

Колчунов В.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.

Заместители главного редактора:

Данилевич Д.В. к.т.н., доц.
Колесникова Т.Н. д. арх., проф.
Коробко В.И. д.т.н., проф.

Редколлегия:

Бондаренко В.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Гордон В.А. д.т.н., проф.
Карпенко Н.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Клюева Н.В. д.т.н., доц.
Коробко А.В. д.т.н., проф.
Король Е.А. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Меркулов С.И. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Ольков Я.И. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Римшин В.И. чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф.
Сергейчук О.В. д.т.н., проф.
Серпик И.Н. д.т.н., проф.
Тур В.В. д.т.н., проф.
Турков А.В. д.т.н., проф.
Федоров В.С. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Чернышов Е.М. акад. РААСН, д.т.н., проф.
Шах Р. д.т.н., проф.

Ответственный за выпуск:

Солопов С.В. к.т.н.

Адрес редакции:

302006, Россия, г. Орел,
ул. Московская, 77
Тел.: +7 (4862) 73-43-49
www.gu-unpk.ru
E-mail: oantc@ostu.ru

Зарегистрировано в Федеральной службе
по надзору в сфере связи и массовых ком-
муникаций. Свидетельство:
ПИ № ФС77-35718 от 24 марта 2009 г.

Подписной индекс **86294** по объединенному
каталогу «Пресса России»

© ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2011

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

- Колчунов В.И., Баширов Х.З., Яковенко И.А., Биджосян Г.К.** Сопротивление растянутого бетона между трещинами составных железобетонных конструкций с учетом новых эффектов..... 3
- Коробко А.В., Абашин Е.Г.** Определение модуля упругости бетона в железобетонных балках по результатам статических испытаний..... 12
- Колчунов В.И., Яковенко И.А.** Об использовании гипотезы плоских сечений в железобетоне..... 16
- Коробко В.И., Черняев А.А.** Определение максимального прогиба прямоугольных пластинок с комбинированными граничными условиями с использованием конформных радиусов..... 24
- Панфилов Д.А., Мурашкин В.Г.** Усовершенствованная методика расчета общих прогибов изгибаемых железобетонных элементов с учетом дискретного трещинообразования применительно к обычным и высокопрочным бетонам..... 30
- Турков А.В., Марфин К.В.** Точность результатов численных исследований квадратных составных изотропных пластин на податливых связях при различном количестве конечных элементов..... 43
- Федосов С.В., Мизонов В.Е., Порошин Н.Р., Елин Н.Н.** Ячеечная модель нелинейной теплопередачи через многослойную стенку..... 50

Безопасность зданий и сооружений

- Алоян Р.М., Гуюмджян П.П., Ветренко Т.Г., Костяшова Е.В.** Проведение инженерно-экологических изысканий для целей обеспечения радонобезопасности объектов строительства..... 57

Строительные материалы и технологии

- Кузьмин И.Б.** Теоретические основы технологии бетонирования монолитных конструкций пароразогретыми в автобетоносмесителях смесями..... 64
- Мишина А.В.** Изменение физико-механических характеристик высокопрочного сталефибробетона во времени..... 70
- Стефаненко И.В., Ушаков А.В., Акчурин Т.К.** Результаты определения характеристик трещиностойкости жаростойкого бетона на фосфатном связующем... 75
- Христофоров А.И., Христофорова И.А., Кузьмин Д.И.** Мелкозернистый бетон, модифицированный смесью органических соединений Na^+ и углеродных наноматериалов..... 79

Интеграция информационных и коммуникационных технологий в технических вузах России

- Колчунов В.И., Коськин А.В., Данилевич Д.В., Бухтиярова А.С.** Итоговая конференция проекта 145022 ТЕМПУС-2008-DE-JPCR в Госуниверситет – УНПК (г. Орел)..... 84

Журнал «Строительство и реконструкция» входит в Перечень ведущих рецензируемых научных журналов и изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата и доктора технических наук.



Scientific and technical journal
The journal is published since 2003.
The journal is published 6 times a year.

№6 (38) 2011
(November-December)

BUILDING AND RECONSTRUCTION

The founder – federal state budgetary educational institution of the higher vocational training
«State University – Educational-Science-Production Complex»
(State University ESPC)

Editorial council:

Golenkov V.A. Doc. Sc. Tech., Prof.,
president
Radchenko S.Y. Doc. Sc. Tech., Prof.,
vice-president
Borzenkov M.I. Candidat Sc. Tech.,
Assistant Prof.
Astafichev P.A. Doc. Sc. Law., Prof.
Ivanova T.N. Doc. Sc. Tech., Prof.
Kirichek A.V. Doc. Sc. Tech., Prof.
Kolchunov V.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Konstantinov I.S. Doc. Sc. Tech., Prof.
Novikov A.N. Doc. Sc. Tech., Prof.
Popova L.V. Doc. Ec. Tech., Prof.
Stepanov Y.S. Doc. Sc. Tech., Prof.

Editor-in-chief

Kolchunov V.I. Doc. Sc. Tech., Prof.

Editor-in-chief assistants:

Danilevich D.V. Candidat Sc. Tech., Assis-
tant Prof.
Kolesnikova T.N. Doc. Arc., Prof.
Korobko V.I. Doc. Sc. Tech., Prof.

Editorial committee

Bondarenko V.M. Doc. Sc. Tech., Prof.
Gordon V.A. Doc. Sc. Tech., Prof.
Karpenko N.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Kljueva N.V. Doc. Sc. Tech., Assistant Prof.
Korobko A.V. Doc. Sc. Tech., Prof.
Korol E.A. Doc. Sc. Tech., Prof.
Merkulov C.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Olkov Y.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Rimshin V.I. Doc. Sc. Tech., Prof.
Sergeychuk O.V. Doc. Sc. Tech., Prof.
Serpik I.N. Doc. Sc. Tech., Prof.
Tur V.V. Doc. Sc. Tech., Prof.
Turkov A.V. Doc. Sc. Tech., Prof.
Fyodorov V.S. Doc. Sc. Tech., Prof.
Chernyshov E.M. Doc. Sc. Tech., Prof.
Schach R. Doc. Sc. Tech., Prof.

Responsible for edition:

Solopov S.V. Candidat Sc. Tech

The edition address: 302006, Orel,
Street Moscow, 77
+7 (4862) 73-43-49
www.gu-unpk.ru
E-mail: oante@ostu.ru

Journal is registered in Federal service on su-
pervision in sphere of communication and
mass communications

The certificate of registration:
ПН № ФС77-35718 from 24.03.09

Index on the catalogue of the «**Pressa Rossii**»
86294

© State University ESPC, 2011

Contents

Theory of engineering structures.

Building units

Kolchunov V.I., Bashirov H.Z., Yakovenko I.A., Bidzhosyan G.K. The strength of concrete in tension zone between the cracks of composite reinforced concrete structures considering new effects.....	3
Korobko A.V., Abashin E.G. Definition of the concrete elasticity module in reinforced concrete beams by the static tests results.....	12
Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. About use of a hypothesis of flat sections in ferro-concrete.....	16
Korobko V.I., Chernyaev A.A. The definition of the maximal deflection of rectangular plates with combined boundary conditions with use of the relation of conformal radiuses...	24
Panfilov D.A., Murashkin V.G. Improved method of calculation deflections flexural reinforced concrete members with discrete treatment of cracking the case of conventional and high-strength concrete.....	30
Turkov A.V., Marfin K.V. Deflection and natural frequency compositesquare isotropic plates with various boundary conditions for change stiffness shear.....	43
Fedosov S.V., Mizonov V.E., Poroshin N.R., Yelin N.N. A cell model of non-linear heat transfer through a composite wall.....	50

Building and structure safety

Alojan R.M., Gujumdzhjan P.P., Vetrenko T.G., Kostjashova E.V. Carrying out of engineering-ecological researches for objectives for maintenance of radonosafety objects of construction.....	57
---	----

Construction materials and technologies

Kuzmin I.B. Theoretical basis technology of concreting of monolithic constructions by mixes warmed up by steam in auto concrete mixers.....	64
Mishina A.V. Change in the physical and mechanical properties of high-strength steel fibro concrete in the course of time.....	70
Stefanenko I.V., Ushakov A.V., Akchurin T.K. The results of determining crash-resisting characteristics of thermo-resisting phosphate concrete.....	75
Khristoforov A.I., Khristoforova I.A., Kuzmin D.I. Fine-grained concrete, modified by the mix of organic connections Na+ and carbon nanomaterials.....	79

Integration of information and communication technologies in the technical universities of Russia

Kolchunov V.I., Koskin A.B., Danilevich D.V., Buhtijarova A.S. The final conference of the project 145 022 TEMPUS-2008-DE-JPCR in State University – Education-Science-Production Complex (Orel).....	84
--	----

УДК 624.012.45.04

КОЛЧУНОВ В.И., БАШИРОВ Х.З., ЯКОВЕНКО И.А.,
БИДЖОСЯН Г.К.

СОПРОТИВЛЕНИЕ РАСТЯНУТОГО БЕТОНА МЕЖДУ ТРЕЩИНАМИ СОСТАВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ НОВЫХ ЭФФЕКТОВ

В работе представлена методика, базирующаяся на традиционных предпосылках теории железобетона и положениях механики разрушения, позволяющая уточнить основные параметры сопротивления железобетона. Получены новые зависимости для оценки сопротивления растянутого бетона между трещинами в составных внецентренно сжатых железобетонных конструкциях при учете эффекта нарушения сплошности и условных сосредоточенных смещений. При этом выделяются несколько уровней трещинообразования вплоть до момента разрушения.

Ключевые слова: *сопротивление растянутого бетона между трещинами, составные внецентренно сжатые железобетонные конструкции, эффект нарушения сплошности, условные сосредоточенные смещения, расстояние между трещинами, коэффициент учета работы растянутого бетона.*

Расчет по деформациям и трещиностойкости все чаще из проверочного становится определяющим, поэтому в настоящее время в ведущих научно-исследовательских организациях проводится работа по уточнению сопротивления растянутого бетона между трещинами железобетонных малоизученных составных конструкций. Привлечение здесь инструментария механики разрушения, безусловно, позволит достичь заметного приближения расчетных параметров оценки сопротивления растянутого бетона между трещинами к действительным.

Железобетонные конструкции, как правило, эксплуатируются в стадии, наступающей после образования трещин. Для определения параметров второй группы предельных состояний, которые выбраны в качестве основных при постановке настоящих исследований, стоит обратить внимание на эффект, возникающий в железобетонных конструкциях после нарушения их сплошности. Учет такого эффекта в сочетании с условными сосредоточенными смещениями позволяет существенно уточнить значения постоянной интегрирования при решении задачи определения коэффициента учета работы растянутого бетона между трещинами, расстояния между трещинами железобетонных конструкций составного сечения.

Необходимо подчеркнуть, что решение поставленной задачи позволяет, даже оставаясь в рамках традиционной модели В.И. Мурашева, заметно уточнить основные параметры железобетона ψ_s , l_{cr} и объяснить многие замеченные в экспериментах явления, происходящие при сопротивлении железобетона силовым и деформационным воздействиям.

В основу оценки сопротивления растянутого бетона между трещинами, ширины их раскрытия и расстояния между ними положены следующие **основные предпосылки**:

- для средних деформаций бетонов и арматуры считается справедливой гипотеза плоских сечений в пределах каждого из стержней, входящих в составной стержень; напряжения в бетоне и арматуре определяются с использованием билинейных диаграмм связей $\sigma - \varepsilon$;
- образование трещин происходит после достижения крайними растянутыми волокнами бетона предельных деформаций; в эксплуатационной стадии высота трещин практически не изменяется; в процессе нагружения выделяется несколько уровней трещинообразования; расстояния между трещинами последующего уровня меньше, либо равны половине расстояния между трещинами предыдущего уровня;

- связь между напряжениями сцепления τ и относительными условными сосредоточенными взаимными смещениями двух бетонов $\varepsilon_{q,b}$, бетона и арматуры $\varepsilon_g(x)$ (рис. 1) принимается в виде: $\tau(x) = G(\lambda)\varepsilon_g(x)$, где $G(\lambda)$ – секущий эквивалентный модуль деформаций сцепления между бетонами или арматуры и бетона;

- раскрытие трещин – это накопление относительных условных сосредоточенных взаимных смещений арматуры и бетона на участках, расположенных по обе стороны от трещины (см. рис. 1), – гипотеза Томаса;

- учитывается дополнительное деформационное воздействие в трещине, связанное с нарушением сплошности материала;

- учитывается депланация бетона в сечении с трещиной в зависимости от расстояния поверхности контакта с арматурой.

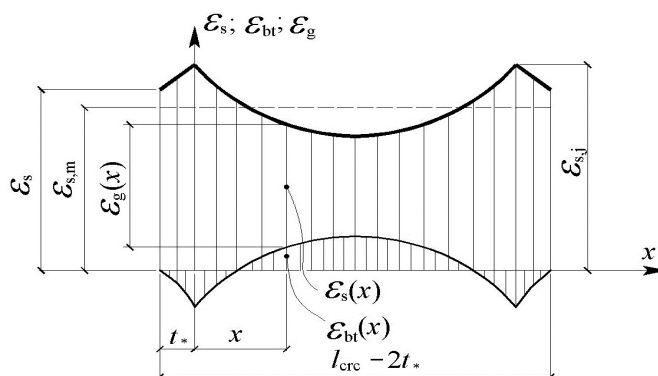


Рисунок 1 – Эпюры деформаций бетона $\varepsilon_{bt}(x)$, арматуры $\varepsilon_s(x)$ и их относительных взаимных смещений $\varepsilon_g(x)$ на участке между трещинами во внецентренно сжатых железобетонных элементах

Расстояние между трещинами l_{crc} определяется на основании второй предпосылки из условия, в соответствии с которым удлинения бетона на поверхности конструкции в среднем сечении (на участке между трещинами) равны $\varepsilon_{bt,u}$:

$$\varepsilon_{bt}(x) \Big|_{x=0,5l_{crc}-t_*} = \varepsilon_{bt,u} \quad (1)$$

Из рисунка 1 следует, что относительные взаимные смещения арматуры и бетона определяются из зависимости:

$$\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_{bt}(x), \quad (2)$$

где $\varepsilon_s(x)$ и $\varepsilon_{bt}(x)$ – относительные деформации арматуры и относительные деформации бетона в сечении x соответственно.

Таким образом, задача по определению l_{crc} сводится к нахождению относительных деформаций бетона из зависимости (2).

Деформации $\varepsilon_s(x)$ отыскивают из условия:

$$\varepsilon_s(x) = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{S_s}{A_s E_s} \int_0^x \tau(x) dx. \quad (3)$$

Здесь S_s – периметр поперечного сечения арматуры; ε_s – деформации арматуры в трещине; ΔT – результирующая условных касательных напряжений в местной зоне, прилегающей к трещине; $\tau(x)$ – условные касательные напряжения.

К условности параметра $\tau(x)$ добавляется еще и то, что арматура моделируется (независимо от ее профиля) цилиндрическим стержнем, хотя в действительности поверхность арматуры имеет более сложную форму.

Характер эпюры $\varepsilon_{bt}(x)$, выполненной с привлечением опытов других авторов [1 и др.], показывает, что при определенной величине нагрузки деформации на участках, примыкающих к трещинам, начинают уменьшаться и даже меняют знак, деформации же в середине участка между трещинами продолжают увеличиваться до тех пор, пока в этом месте не появляется новая трещина. Анализ характера эпюры $\varepsilon_{bt}(x)$ показывает необходимость (см. рис. 1) учета деформационного воздействия в трещине [1, 3].

Деформации бетона $\varepsilon_{bt}(x)$ определяются из условия равновесия блока, расположенного между сечением с трещиной и сечением, проходящим на расстоянии $t_* + x$ от трещины (рис. 2):

$$\varepsilon_{bt}(x) = \delta \frac{\varepsilon_s A_s E_s Z_s - \varepsilon_s(x) A_s E_s Z_s(x) - Q(t_* + x)}{\omega_{bt}(x) A_{bt}(x) E_b v_{bt}(x) Z_{bt}(x)}. \quad (4)$$

Здесь $\omega_{bt}(x)$ и $v_{bt}(x)$ – соответственно коэффициент полноты эпюры деформаций и коэффициент упругости растянутого бетона в сечении x на участке между трещинами, произведение $\omega_{bt}(x) \cdot v_{bt}(x)$ близко к 0,5; $A_{bt}(x)$ – растянутая площадь сечения бетона в сечении x ; Q – поперечная сила в сечении с трещиной; δ – коэффициент, учитывающий расположение растянутой арматуры по высоте сечения.

Подставляя (3) и (4) в (2), после соответствующих преобразований получим:

$$\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{S_s}{K \cdot A_s E_s} \int_0^x \tau(x) dx + \frac{\delta}{t} [\Delta T Z + Q(t_* + x)]. \quad (5)$$

Здесь

$$\frac{1}{K} = 1 + \delta \frac{A_s E_s Z_s(x)}{\omega_{bt}(x) A_{bt}(x) E_b \cdot v_{bt}(x) Z_{bt}(x)}; \quad (6)$$

$$t = \omega_{bt}(x) A_{bt}(x) E_b v_{bt}(x) Z_{bt}(x); \quad (7)$$

$$Z_s \approx Z_s(x) \approx Z. \quad (8)$$

Принимая во внимание многолетние экспериментальные и численные исследования, приведенные в работах [1, 2], а также основываясь на замене железобетонного элемента расчетной моделью (см. рис. 2), обладающей свойствами близкими к реальным, расчетные формулы можно упростить:

$$\frac{1}{K} = 1 + \delta \frac{\mu \alpha \cdot Z}{0,32 h_0 (\gamma - \xi) (\gamma + 0,03 \xi)}; \quad (9)$$

$$t = 0,32 \cdot h_0 (\gamma - \xi) (\gamma + 0,03 \xi), \quad (10)$$

где $\xi = \frac{x}{h_0}$; $\gamma = \frac{h}{h_0}$; $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$; $\mu = \frac{A_s}{bh_0}$; $\delta = \frac{1 - \xi}{\gamma - \xi}$.

Выражение (5) с учетом третьей предпосылки принимает вид:

$$\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - B \int_0^x \varepsilon_g(x) dx + \frac{\delta}{t} [\Delta T Z + Q(t_* + x)], \quad (11)$$

где B – параметр сцепления арматуры с бетоном, принимаемый равным:

$$B = \frac{S_s G}{K \cdot A_s E_s}. \quad (12)$$

После дифференцирования получаем:

$$\frac{d\varepsilon_g(x)}{dx} + B\varepsilon_g(x) = \frac{\delta}{t} Q. \quad (13)$$

Решение неоднородного дифференциального уравнения первого порядка (13) имеет вид:

$$\varepsilon_g(x) = C \cdot e^{-Bx} + \frac{\delta \cdot Q}{t \cdot B}. \quad (14)$$

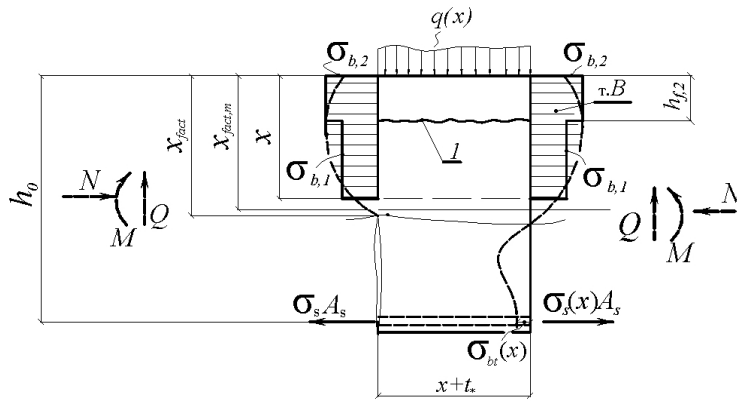


Рисунок 2 – Расчетная схема к определению $\varepsilon_{bt}(x)$

Постоянную интегрирования C находят из граничного условия, в соответствии с которым при $x = 0$, $\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{A_s E_s} - \frac{\sigma_{bt,c}}{v_b E_b}$:

$$C = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{A_s E_s} - \frac{\sigma_{bt,c}}{v_b E_b} - \frac{\delta \cdot Q}{t \cdot B}. \quad (15)$$

Здесь $\frac{\sigma_{bt,c}}{v_b E_b}$ соответствует деформациям бетона $\varepsilon_{bt}(x)$ в сечении, расположенном на расстоянии t_* от сечения с трещиной (см. рис. 1). При этом значения $\sigma_{bt,c}$ принимаются со знаком минус здесь и во всех ниже приведенных формулах (рис. 3).

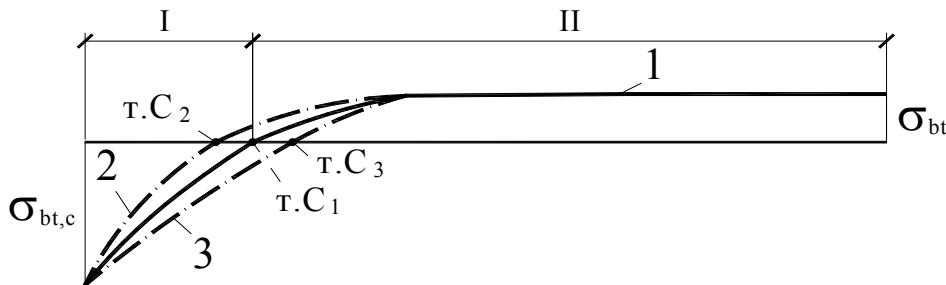


Рисунок 3 – Приближенное определение границы между участками I и II

Граница между участками I и II определена приближенно – распределение напряжений в бетоне отыскивается в виде одной элементарной функции (более точно следовало бы описать это распределение на каждом участке отдельной функцией). Однако допущенная при этом погрешность незначительна (см. расположение точек C_1, C_2, C_3 на рис. 3). Тогда:

$$\varepsilon_g(x) = \left(\varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{\sigma_{bt,c}}{v_b E_b} - \frac{\delta \cdot Q}{t \cdot B} \right) e^{-Bx} - \frac{\delta \cdot Q}{t \cdot B}. \quad (16)$$

При выполнении практических расчетов следует учитывать депланацию бетона в зависимости от расстояния поверхности арматуры до поверхности бетона (рис. 4).

Для этого используется расчетная схема для определения перемещений берегов трещины, выделенная в зоне защитного слоя (рис. 4, б). При этом действительная эпюра напряжений в бетоне околоарматурной зоны, прилегающей к трещине, заменяется для выполнения расчета на трапециевидную.

Тогда значение напряжения $\sigma_{bt,c1}$ (см. рис. 4, б) отыскивается из зависимости:

$$\sigma_{bt,c1} = \frac{2 \cdot \Delta T}{b \cdot a_{pr,l}} - \sigma_{bt,c} \quad (17)$$

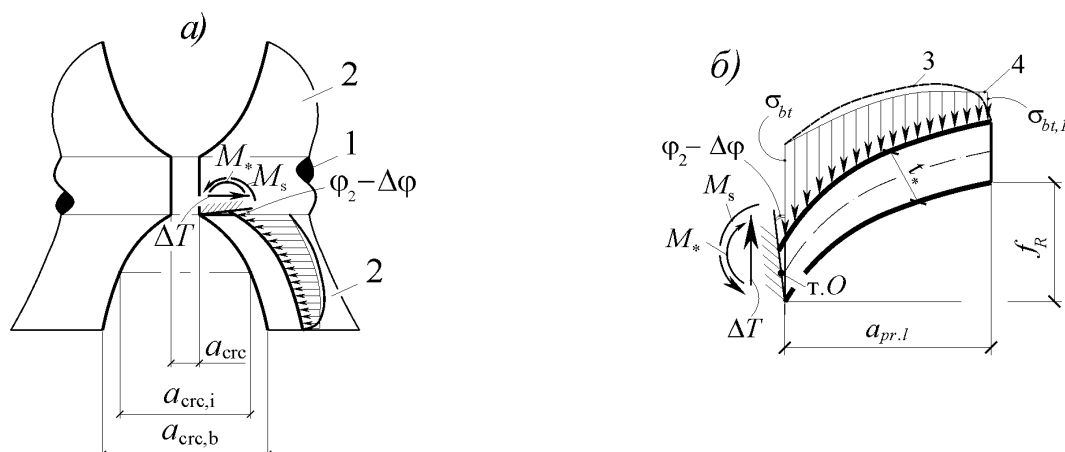


Рисунок 4 – Деформация бетона в сечении с трещиной:

а – фрагмент околоарматурной зоны железобетонной конструкции; *б* – расчетная схема для определения перемещений берегов трещины, выделенная в зоне защитного слоя; 1 – арматурный стержень; 2 – бетонная матрица; 3 – действительная эпюра напряжений в бетоне околоарматурной зоны, прилегающей к трещине; 4 – то же, принятая для расчета

Перемещения в зоне защитного слоя $y_{pr,l}$ определяются с использованием метода начальных параметров:

$$EI \cdot y_{pr,l} = \frac{\sum EI \cdot (\varphi_2 - \Delta\varphi) \cdot a_{pr,l}}{1!} + \frac{\sum M_* \cdot a_{pr,l}^2}{2!} - \frac{X_3 \cdot a_{pr,l}^2}{2!} + \frac{\Delta T \cdot a_{pr,l}^3}{3!} - \frac{(\sigma_{bt,c} \cdot b) \cdot a_{pr,l}^4}{4!} + \frac{\sum \left(\frac{\sigma_{bt,c1}}{a_{pr,l}} \right) \cdot a_{pr,l}^5}{5!} \quad (18)$$

При этом значение M_* принимается со знаком, полученным из уравнения равновесия суммы моментов относительно точки O ($\sum M_0 = 0$):

$$M_* = X_3 - \frac{\sigma_{bt,c} \cdot b \cdot a_{pr,l}^2}{2} + \frac{(\sigma_{bt,c} - \sigma_{bt,c1}) \cdot b \cdot a_{pr,l}^2}{4} \quad (19)$$

Численный анализ показывает, что перемещения в зоне защитного слоя $y_{pr,l}$, вычисленные по предложенной формуле, достаточно близки к экспериментальным данным. В свою очередь обработка таких данных позволяет получить следующую зависимость:

$$2f_R = \frac{2 \cdot 0,0163 \cdot 100 \cdot \sigma_S \cdot (1 - e^{-0,516 \cdot r}) \cdot 10}{100 \cdot R_S} \quad (20)$$

Здесь значения σ_S и R_S принимаются в $\frac{\kappa H}{\text{см}^2}$, а значение f_R – в мм.

Отношение вычисленного перемещения в зоне защитного слоя $y_{pr,l}$ к экспериментальным перемещениям в рассматриваемой зоне f_R показывает, что оно может быть принято постоянным, близким к 1,2.

Однако до накопления достаточного количества экспериментальных данных и проведения сопоставительного анализа принято целесообразным вводить в расчет коэффициент $k_{r,dep}$:

$$k_{r,dep} = \frac{y_{pr,l}}{f_R} \quad (21)$$

С учетом отмеченного ширина раскрытия трещин на уровне защитного слоя будет вычисляться по формуле:

$$a_{crc,tot} = a_{crc,S} + 2 \cdot \frac{y_{pr,l}}{k_{r,dep}}, \quad (22)$$

где

$$a_{crc,S} = -\frac{2\Delta T}{G} + \frac{2B_3}{B} \left(1 - e^{-B(0,5l_{crc} - t_*)}\right). \quad (23)$$

ΔT определяется из расчетной схемы двухконсольного элемента методами строительной механики [1].

Продолжая исследования сопротивления растянутого бетона между трещинами в составных железобетонных конструкциях, из выражения (2) с учетом (3) и (11) после алгебраических преобразований получим:

$$\varepsilon_{bt}(x) = \frac{S_s G}{E_s A_s} \left(\frac{1}{K} - 1\right) \int_0^x \varepsilon_g(x) dx - \frac{\delta}{t} [\Delta TZ + Q(t_* + x)]. \quad (24)$$

С учетом (16) будем иметь:

$$\varepsilon_{bt}(x) = \frac{S_s G}{E_s A_s} \left(\frac{1}{K} - 1\right) \left[\frac{\left(\varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{\sigma_{bt,s}}{v_b E_b} - \frac{\delta Q}{tB}\right) e^{-Bx}}{-B} + \frac{\delta Q}{tB} x + C \right] - \frac{\delta}{t} [\Delta TZ + Q(t_* + x)]. \quad (25)$$

Постоянную интегрирования C отыскивают из граничного условия, в соответствии с которым при $x = 0$, $\varepsilon_{bt}(x) = -\frac{\sigma_{bt,c}}{v_b E_b}$:

$$C = \frac{B_3}{B} + \frac{1}{B(1-K)} \left[\frac{\delta}{t} (\Delta T \cdot Z + Q t_*) - \frac{\sigma_{bt,c}}{v_b E_b} \right]. \quad (26)$$

$$\text{Здесь } B_3 = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{\sigma_{bt,s}}{v_b E_b} - B_2; \quad B_2 = \frac{\delta Q}{tB}. \quad (27)$$

После подстановки C в уравнение (25) и выполнения соответствующих преобразований получим:

$$\varepsilon_{bt}(x) = (1-K) \left[B_3 (1 - e^{-Bx}) + \frac{\delta Q}{t} \right] - \frac{\sigma_{bt,c}}{v_b E_b} - \frac{\delta Q}{t} x. \quad (28)$$

Из условия (1), принимая во внимание (28), при $Q \rightarrow 0$ (применительно к зоне нормальных трещин), получим:

$$e^{-B(0,5l_{crc} - t_*)} = 1 + \frac{\varepsilon_{bt,u}}{B_{3,*}(K-1)} + \frac{\sigma_{bt,c}}{v_b E_b B_{3,*}(K-1)}, \quad (29)$$

где $B_{3,*}$ равно значению B_3 (см. формулы (27)) при $B_2 = 0$.

Отсюда

$$\ln B_4 = -B(0,5l_{crc} - t_*). \quad (30)$$

Здесь

$$B_4 = 1 + \frac{\sigma_{bt,c}}{(K-1)B_{3,*}v_b E_b} + \frac{\varepsilon_{bt,u}}{B_{3,*}(K-1)}. \quad (31)$$

Необходимо отметить, что для области действительных чисел на параметр B_4 накладываются следующие ограничения:

$$0 < B_4 < e^{B_4}. \quad (32)$$

Из выражения (30) следует, что:

$$l_{cre} = \frac{2(\ln B_4 - Bt_*)}{-B}. \quad (33)$$

Анализ соотношения (33) показывает, что увеличение деформаций в арматуре при росте нагрузки вызывает уменьшение расстояния между трещинами. При этом появление нового уровня трещинообразования соответствует уровню нагрузки, при котором соблюдается следующее неравенство:

$$l_{cre,i} \leq 0,5l_{cre,i-1}. \quad (34)$$

Таким образом, трещинообразование продолжается до момента разрушения. При этом выделяется не один (как это принято в ряде известных методик), а несколько уровней трещинообразования:

$$\left. \begin{array}{l} l_{cre} > l_{cre,1} - \text{трещин нет;} \\ l_{cre,1} \geq l_{cre} > l_{cre,2} - \text{первый уровень;} \\ l_{cre,2} \geq l_{cre} > l_{cre,3} - \text{второй уровень;} \\ \dots\dots\dots \\ l_{cre} \geq 6t_* - \text{последний уровень.} \end{array} \right\}. \quad (35)$$

Расстояние между трещинами является важнейшим параметром, необходимым для определения ширины раскрытия трещин в железобетонных конструкциях. Из физических соображений ниже, в формуле для определения ширины раскрытия трещин, используются уровневое значение l_{cre} в соответствии с (35).

В итоге общий алгоритм расчета сводится к тому, что вначале определяют параметры напряженно-деформированного состояния расчетного сечения, после этого находят функциональное значение l_{cre} по формуле (33). Затем из неравенств (34) и (35) находят уровневое значение l_{cre} .

Расстояние между трещинами является важнейшим параметром, необходимым для определения сопротивления растянутого бетона между трещинами.

Складывая выражения (32) и (12), получим формулу для определения $\varepsilon_s(x)$. Интегрирование $\varepsilon_s(x)$ в пределах расстояния между трещинами l_{cre} позволяет получить значение коэффициента учета работы растянутого бетона ψ_s по формуле:

$$\begin{aligned} \psi_s = & \frac{2 \cdot K \cdot B_3}{\varepsilon_s \cdot l_{cre} \cdot B} \cdot [1 - e^{-B(0,5l_{cre} - t_*)}] + \frac{2}{\varepsilon_s \cdot l_{cre}} \left(\varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - K \cdot B_3 \right) \cdot (0,5l_{cre} - t_*) + \\ & + \frac{\delta Q \cdot K}{\varepsilon_s \cdot l_{cre} \cdot B \cdot t_*} (0,5l_{cre} - t_*)^2 + \frac{2 \cdot \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s + \Delta T}{\varepsilon_s \cdot l_{cre} \cdot E_s \cdot A_s} \cdot t_*. \end{aligned} \quad (36)$$

Полученные зависимости (31)-(35) учитывают влияние ряда важных факторов, таких как: деформации арматуры в сечении с трещиной, параметры сцепления B арматуры с бетоном, геометрические характеристики сечения и характеристики бетона и арматуры, депланацию бетона на поверхности конструкции по отношению к радиусу пограничного слоя, деформационный эффект (возникающий в железобетонном элементе после нарушения сплошности), относительные условные сосредоточенные взаимные смещения бетона и арматуры и в необходимых случаях – влияние поперечной силы Q .

Выводы

1. Учет эффекта нарушения сплошности железобетонных конструкций и податливости шва в виде условного сосредоточенного сдвига позволяет существенно уточнить значения постоянной интегрирования при решении задачи сопротивления растянутого бетона между трещинами и расстояния между ними в составных внецентренно сжатых железобетонных конструкциях.

2. Решение поставленной задачи позволяет, даже оставаясь в рамках традиционной модели В.И. Мурашева, заметно уточнить основные параметры сопротивления железобетона ψ_s , l_{cr} и объяснить многие замеченные в экспериментах явления, происходящие при его сопротивлении силовым и деформационным воздействиям.

3. Разработана методика, базирующаяся на традиционных предпосылках теории железобетона и положениях механики разрушения, позволяющая заметно приблизить эти важнейшие расчетные параметры к действительным. Получены зависимости для определения коэффициента учета работы растянутого бетона и расстояния между трещинами с учетом податливости шва между разными бетонами в виде условного сосредоточенного сдвига, эффекта нарушения сплошности и относительных условных сосредоточенных взаимных смещений бетона и арматуры.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: монография [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М.: АСВ, 2004. – 472 с.
2. Гольшев, А.Б. Сопротивление железобетона: монография [Текст] / А.Б. Гольшев, В.И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.
3. Федоров, В.С. Методика расчета ширины раскрытия трещин в железобетонных внецентренно сжатых конструкциях с учетом эффекта нарушения сплошности [Текст] / В.С. Федоров, Е.В. Шавыкина, В.И. Колчунов // Строительная механика, расчет сооружений. – 2009. – №1. – С. 8-11.

Колчунов Владимир Иванович

Национальный авиационный университет, г. Киев, Украина
Доктор технических наук, профессор кафедры компьютерных технологий строительства
Тел.: +38 (067) 208-78-54
E-mail: vikolchunov@mail.ru

Баширов Хамит Закирович

ОАО «Центротранстрой», г. Москва
Кандидат технических наук

Яковенко Игорь Анатольевич

Национальный авиационный университет, г. Киев, Украина
Кандидат технических наук, доцент кафедры компьютерных технологий строительства
Тел.: +38 (067) 440-19-39
E-mail: i2103@ukr.net

Биджосян Георгий Константинович

Донбасский государственный технический университет, г. Алчевск, Украина
Тел.: +38 (050) 595-69-14
E-mail: bijosyan@ukr.net

KOLCHUNOV VL.I., BASHIROV H.Z., YAKOVENKO I.A.,
BIDZHOSYAN G.K.

THE STRENGTH OF CONCRETE IN TENSION ZONE BETWEEN THE CRACKS OF COMPOSITE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES CONSIDERING NEW EFFECTS

The work presents a methodology based on traditional preconditions of the theory of reinforced concrete and propositions of fracture mechanics, which allows to specify the basic parameters of the strength of concrete. There are new obtained dependences for estimation of the strength of concrete in tension area between cracks for composite eccentric-compressed reinforced concrete structures, tak-

ing into account the effect of discontinuity and conventional displacements. In this case there are several levels of cracks appearing up to the moment of failure.

Keywords: *resistance of the stretched concrete between cracks, composite eccentrically compressed reinforced concrete constructions, the effect of discontinuity, conditional concentrated displacements, distance between cracks, coefficient of work account for concrete in tension.*

BIBLIOGRAPHY

1. Bondarenko, V.M. Raschetnye modeli silovogo soprotivlenija zhelezobetona: monografija [Tekst] / V.M. Bondarenko, V.I. Kolchunov. – M.: ASV, 2004. – 472 c.
2. Golyshev, A.B. Soprotivlenie zhelezobetona: monografija [Tekst] / A.B. Golyshev, V.I. Kolchunov. – K.: Osnova, 2009. – 432 s.
3. Fedorov, V.S. Metodika rascheta shiriny raskrytija trewin v zhelezobetonnyh vnecentrenno szhatyh konstrukcijah s uchetom jeffekta narushenija sploshnosti [Tekst] / V.S. Fedorov, E.V. Shavykina, V.I. Kolchunov // Stroitel'naja mehanika, raschet sooruzhenij. – 2009. – №1. – S. 8-11.

Kolchunov Vladimir Ivanovich

National aviation university, Kiev, Ukraine

Doctor of technical sciences, professor of computer technology building department

Ph.: +38 (067)-208-78-54

E-mail: vikolchunov@mail.ru

Bashirov Hamit Zakirovich

«Centrotransstroy», Moskow

Candidate of technical sciences

Yakovenko Igor Anatolievich

National aviation university, Kiev, Ukraine

Candidate of technical sciences, senior lecturer of computer technology building department

Ph.: +38 (067) 440-19-39

E-mail: i2103@ukr.net

Bidzhosyan Georgij Konstantinovich

Donbass state technical university, Alchevsk, Ukraine

Ph.: +38 (050) 595-69-14

E-mail: bijosyan@ukr.net

КОРОБКО А.В., АБАШИН Е.Г.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОДУЛЯ УПРУГОСТИ БЕТОНА В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ СТАТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ

В статье обсуждаются результаты теоретических и экспериментальных исследований по оценке модуля упругости бетона в железобетонных балках, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, по величине их максимальных прогибов, полученных путем статических испытаний. В результате этих исследований установлено, что модуль упругости бетона функционально связан с величиной максимального прогиба балок, построены соответствующие аппроксимирующие функции, позволяющие для балок конкретного типа получать интегральную оценку марки бетона.

Ключевые слова: железобетонная балка, модуль упругости бетона, статические испытания, максимальный прогиб, равномерно распределенная нагрузка, аппроксимирующая функция.

Железобетонные конструкции являются наиболее распространенными в современном строительстве. В связи с этим проблема разработки новых неразрушающих методов их диагностики и контроля качества является актуальной. В настоящее время в нашей стране большое количество зданий и сооружений реконструируется для новых технологических нужд. При проведении обследования железобетонных конструкций таких зданий и сооружений зачастую отсутствует какая-либо информация о физико-механических свойствах использованного бетона, армировании и др. сведения, необходимые для проверки прочности, жесткости и трещиностойкости конструкций под новые технологические нагрузки.

В нашей стране существует система выборочного контроля качества железобетонных конструкций балочного типа, регламентируемая ГОСТ 8829-94 [1], когда из конструкций определенной партии выбираются для контроля лишь несколько изделий, которые испытываются методом статического нагружения до разрушения. При этом полученные результаты распространяются на всю партию. Такой метод контроля экономически неэффективен и не обеспечивает достоверности результатов контроля. Если не доводить конструкцию до разрушения и проводить статические испытания в упругой стадии до образования трещин, можно добиться существенной экономической выгоды и контролировать качество конструкций, находящихся в эксплуатации.

Рассмотрим теоретически возможность применения статического неразрушающего метода для определения модуля упругости железобетонных балок, работающих в упругой стадии.

Прогиб шарнирно опертых балок без предварительного напряжения рабочей арматуры от равномерно распределенной поперечной нагрузки определяют по формуле [2]:

$$w_0 = \frac{5}{384} \frac{q \ell^4}{B}, \quad (1)$$

где B – изгибная жесткость сечения балки, а остальные обозначения являются общепринятыми в теории железобетонных конструкций. Изгибная жесткость B для элементов, изготовленных из тяжелого мелкозернистого и легкого бетонов, до момента образования трещин находится из выражения [2].

$$B = 0,85 E_b I_{red}, \quad (2)$$

где момент инерции сечения I_{red} для железобетонных балок с продольным армированием нижнего растянутого слоя определяется по формуле:

$$I_{red} = I_b + \alpha_s A_s y_s^2. \quad (3)$$

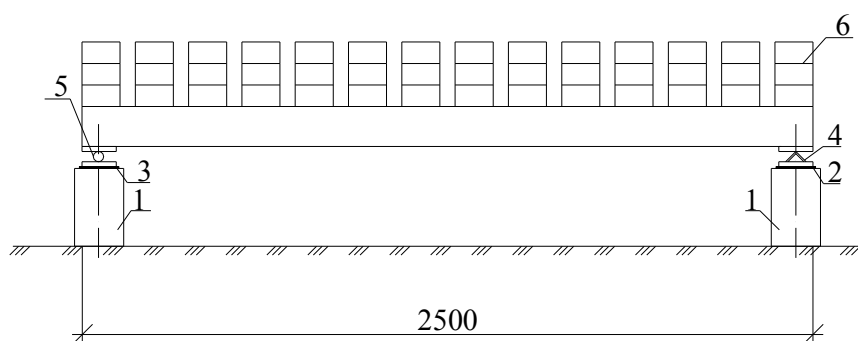
Подставим выражения (2) и (3) в формулу (1) и выразим из нее модуль упругости E_b :

$$w_0 = \frac{5}{384} \frac{q\ell^4}{0,85E_b(I_b + \alpha_s A_s y_s^2)}; \Rightarrow E_b = \frac{q\ell^4}{65,28w_0(I_b + \alpha_s A_s y_s^2)} \quad (4)$$

Как видно из выражения (4), зная характеристики армирования и измерив величину максимального прогиба от равномерно распределенной нагрузки, можно определить модуль упругости бетона.

Для экспериментальной проверки зависимости (4) были изготовлены 5 типов железобетонных балок (по две одинаковых, всего 10 штук) со следующими геометрическими характеристиками: $l=2590$ мм, $b=120$ мм, $h=140$ мм; масса $m \approx 109$ кг; арматура класса А-III диаметром $d_s = 12$ мм; бетон следующих классов по прочности: В7,5; В15; В20; В22,5; В30.

Контролируемую балку устанавливали на шарнирных опорах, затем загружали равномерно распределенной нагрузкой $q=0,6$ кН/м согласно схеме, приведенной на рисунке 1. Измерение величины максимального прогиба w_0 осуществлялось прогибомером часового типа 6 ПАО. Затем значение максимального прогиба w_0 подставляли в формулу (4) и определяли модуль упругости E_b .



1 – силовые опоры; 2, 3 – металлические пластины;
4 – шарнирно неподвижная опора; 5 – шарнирно подвижная опора;
6 – силикатный кирпич

Рисунок 1 – Схема нагружения балок

Таблица 1 – Результаты статических испытаний железобетонных балок

Класс бетона	7,5	15	20	22,5	30
$w_0(\text{эксп})$	0,823	0,507	0,413	0,376	0,319
$w_0(\text{теор})$	0,787	0,513	0,442	0,419	0,360
Отклонение, мм	0,036	0,006	0,029	0,043	0,041
Отклонение, %	5,53	1,06	6,9	10,26	11,39

На рисунке 2 представлены графики зависимостей максимального прогиба w_0 , контрольных нагрузок при проверке трещиностойкости $q_{crс}$ и прочности q_{cr} от класса бетона B : кривая $w_0(\text{теор}) - B$ построена по формуле (4), полученной теоретически; кривая $w_0(\text{эксп}) - B$ является функцией, аппроксимирующей экспериментальные результаты:

$$(w_0)_{\text{эксп}} = 3,3029B^{-0,692} \quad (5)$$

Анализ графиков $w_0 - B$ на рисунке 2 показывает:

– эксперименты убедительно подтвердили наличие функциональной связи между максимальным прогибом балки от действия равномерно распределенной нагрузки и модулем упругости бетона;

– с повышением модуля упругости бетона погрешность результатов, получаемых с помощью аппроксимирующей функции (5), увеличивается.

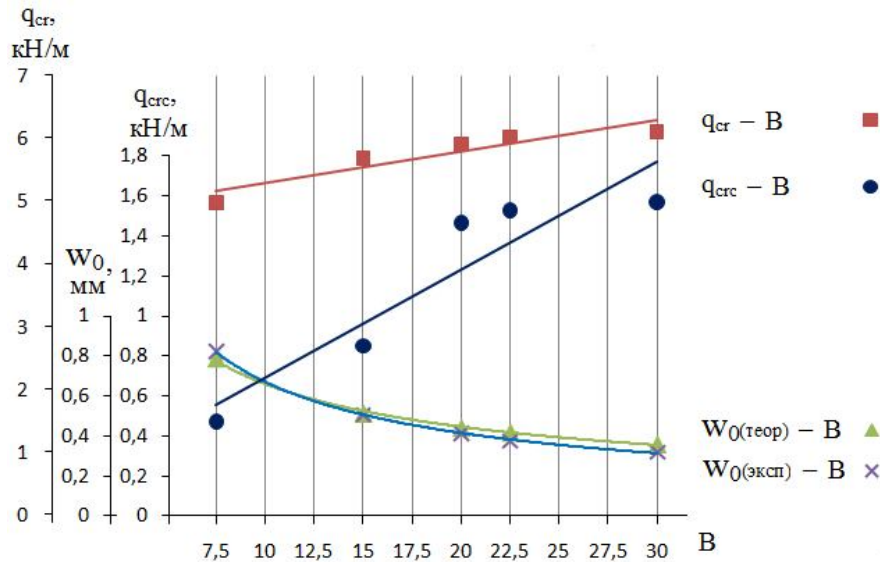


Рисунок 2 – Графические зависимости контролируемых параметров железобетонных балок от модуля упругости бетона

Попутно при проведении экспериментов был осуществлен весь требуемый по [1] комплекс контроля трещиностойкости и прочности изготовленных балок, выявлены функциональные связи между этими параметрами и модулем упругости бетона. Эти экспериментальные зависимости, представленные на рисунке 2, как и следовало ожидать, близки к линейным функциям. На рисунке вертикальный масштаб у рассматриваемых функций разный, это сделано для удобства графического представления результатов эксперимента.

Выводы

1. Проведенные эксперименты убедительно подтвердили наличие функциональной связи между модулем упругости бетона в железобетонных ненапряженных балках с их максимальным прогибом от действия равномерно распределенной нагрузки. Этот физический эффект может лечь в основу разработки статического способа диагностики железобетонных балок, находящихся в условиях эксплуатации.

2. Выявлены функциональные зависимости между параметрами трещиностойкости и прочности железобетонных балок и модулем упругости бетона. При этом, несмотря на различные условия работы конструкций при контроле отдельных ее параметров, функциональные зависимости получились практически линейными. Эти зависимости приводят к идее разработки теоретического аппарата для приближенного определения жесткости, трещиностойкости и прочности железобетонных балок при известном армировании по модулю упругости бетона.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- ГОСТ 8829-94. Конструкции и изделия железобетонные сборные. Методы испытания нагружением и оценка прочности, жесткости и трещиностойкости [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1994. – 24 с.
- Байков, В.Н. Железобетонные конструкции [Текст]: общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.

Коробко Андрей Викторович

ФГБОУ ВПО «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс», г. Орел
 Доктор технических наук, профессор кафедры «Теоретическая и прикладная механика»
 Тел.: +7 (4862) 41-98-46
 E-mail: center_epb@mail.ru

Абашин Евгений Геннадьевич

Центр экспертизы промышленной безопасности ФГБОУ ВПО «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс»

Инженер

E-mail: evabashin@yandex.ru

KOROBKO A.V., ABASHIN E.G.

DEFINITION OF THE CONCRETE ELASTICITY MODULE IN REINFORCED CONCRETE BEAMS BY THE STATIC TESTS RESULTS

The article examines the results of theoretical and experimental investigations for evaluation of concrete elasticity module reinforced concrete beams under uniformly distributed load by the maximum deflection of the static tests. By the investigations results is proved that concrete elasticity module is functionally connected with the maximum deflection of the beam and construct the corresponding approximating functions, allow to receive of integral evaluation of concrete grade for a particular type of beams.

Keywords: reinforced concrete beams, concrete elasticity module, static tests, maximum deflection, uniformly distributed load, approximating function.

BIBLIOGRAPHY

1. GOST 8829-94. Konstrukcii i izdelija zhelezobetonnye sbornye. Metody ispytaniya nagruzheniem i ocenka prochnosti, zhestkosti i trewinostjivosti [Tekst]. – M.: Izd-vo standartov, 1994. – 24 s.
2. Bajkov, V.N. Zhelezobetonnye konstrukcii [Tekst]: obwiv kurs / V.N. Bajkov, Je.E. Sigalov. – M.: Strojizdat, 1991. – 767 s.

Korobko Andrey Victorovich

State university – educational-science-production complex, Orel

Doctor of technical science, professor of department «Theoretical and applied mechanics»

Ph.: +7 (4862) 41-98-46

E-mail: center_epb@mail.ru

Abashin Evgeniy Gennadevich

Center of industrial safety state university – educational-science-production complex, Orel

Engineer

Ph.: +7 (4862) 76-03-72

E-mail: evabashin@yandex.ru

КОЛЧУНОВ В.И., ЯКОВЕНКО И.А.

ОБ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ГИПОТЕЗЫ ПЛОСКИХ СЕЧЕНИЙ В ЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ

Авторы отказываются от использования гипотезы плоских сечений даже применительно к средним деформациям бетона и арматуры при построении расчета железобетонных конструкций. Глубокий анализ деформированного состояния железобетонных конструкций показывает, что здесь наиболее приемлема модель составного стержня. С этой позиции в статье определены необходимые расчетные параметры поперечного сечения внецентренно сжатой железобетонной конструкции при принятой эпюре средних деформаций бетона и арматуры в поперечном сечении с учетом средних условных сосредоточенных взаимных смещений бетона и арматуры.

Ключевые слова: железобетонная конструкция, трещина, гипотеза плоских сечений.

После появления трещин в стержневой железобетонной конструкции, кроме геометрической оси, различаются еще две нейтральные оси: одна физическая – в виде волнистой линии – из-за наличия трещин, и вторая – в виде кривой, усредняющей эту волнистую линию и учитывающую интегральную картину трещин в зависимости от схемы нагружения.

Ввиду сложности возникающего при этом напряженно-деформированного состояния в теории железобетона, предложенной В.И. Мурашевым [1], и развитой многими его последователями, гипотеза плоских сечений используется лишь для средних деформаций сжатого бетона и растянутой рабочей арматуры. Однако, как показали экспериментальные исследования, и в первую очередь опыты Я.М. Немировского [2], основной параметр железобетона ψ_s , посредством которого усредняются деформации растянутой арматуры, не согласуется с опытными значениями. При этом Я.М. Немировский пытался уравновесить появляющуюся неувязку в условиях равновесия с помощью учета работы растянутого бетона над трещиной, что ввиду незначительности такой добавки и с современных позиций теории железобетона [3], конечно же, не выдерживает никакой критики. Основная ошибка была в том, что в теории В.И. Мурашева не был вскрыт деформационный эффект [4], возникающий в железобетонной конструкции после появления трещин, и основной параметр железобетона ψ_s отыскивался неверно.

Второй серьезной ошибкой теории железобетона В.И. Мурашева, на что в свое время указывал А.А. Гвоздев [5], явилось принятие гипотезы плоских сечений даже для средних значений деформаций бетона и арматуры. Однако замечания А.А. Гвоздева были лишь чисто интуитивными, так как при разработке им строительных норм ничего другого взамен этой гипотезы предложено не было. Хотя в последних нормах вместо использования гипотезы плоских сечений и была предложена эмпирическая зависимость между напряжениями в рабочей арматуре и относительной высотой сжатого бетона, однако, как это показано в работе [6], эта гиперболическая зависимость теоретически выводится опять-таки с использованием гипотезы плоских сечений.

Ниже приводится обоснование возможности использования новой деформационной зависимости, базирующейся на рассмотрении обычной железобетонной конструкции с позиции теории составных стержней. При этом бетонный элемент и рабочая арматура, соединенные для совместной работы в железобетоне, рассматриваются как стержни составной конструкции. В пользу этой модели говорит тот факт, что деформативные характеристики бетона и арматуры существенно разные, что, конечно же, должно сказаться на их совместной работе с проявлением особенностей в зоне, расположенной вдоль арматурного стержня, обеспечивающей сцепление с окружающим бетоном.

Для простоты рассуждений рассмотрим железобетонную конструкцию прямоугольного поперечного сечения с рабочей растянутой арматурой (рис. 1, а). Здесь участок I расположен в

зоне поперечного изгиба, где кроме изгибающего момента действует поперечная сила и ее составляющие касательные напряжения при совместных деформациях бетона и арматуры. На участке II, расположенном в зоне чистого изгиба, тем не менее, присутствуют касательные напряжения при учете несовместности деформаций бетона и арматуры, зона их распространения может выходить за зону поперечного изгиба. Значения этих касательных напряжений может быть определено на основе теории составных стержней А.Р. Ржаницына [7] в зависимости от схемы нагружения. При этом для раскрытия статической неопределенности системы, состоящей из бетонного и арматурного стержней, связанных продольным швом, используется метод сил, выбрав в качестве основной системы составной стержень, лишенный связей сдвига, действие которых заменим функциональными неизвестными $\tau(z)$.

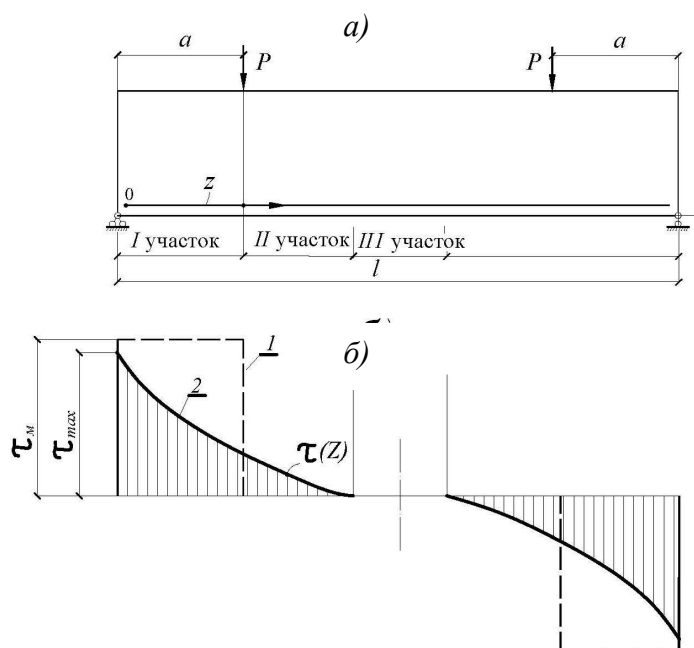


Рисунок 1 – Статическая схема железобетонной конструкции как составного стержня (а) и эпюры касательных напряжений вдоль поверхности шва (б):
1 – при совместных деформациях бетона и арматуры (или разных бетонов) на уровне шва;
2 – при учете их несовместности

На участке III, также расположенном в зоне чистого изгиба, за зоной касательных напряжений А.Р. Ржаницына после появления трещин имеют место касательные напряжения сцепления (на рис. 1 не показаны), обусловленные относительными взаимными смещениями арматуры и бетона $\varepsilon_q(z)$ на поверхности сцепления (в шве), из-за которых происходит раскрытие трещин в железобетонной конструкции.

Связь $\tau_q - \varepsilon_q$ может быть принята в виде [8]:

$$\tau_q = \varepsilon_q G, \quad (1)$$

где G – условный модуль сдвига.

Зависимость (1) подтверждена целым рядом экспериментов [8 и др.]. Эксперименты показывают, что численные значения G на контакте бетона и арматуры близки к $0,3 \dots 0,4 E_b$ [8 и др.], что несколько меньше значения модуля сдвига бетона G , принятом в нормах. Что касается его численных значений на контакте с арматурой, то здесь, безусловно, еще необходимы дополнительные экспериментальные исследования. Если проанализировать физическую природу сил сцепления, то становится ясным, что они связаны со сдвигающими усилиями. Другое дело, что эти усилия вызываются не привычными поперечными силами Q , а обусловлены местным напряженно-деформированным состоянием (НДС) бетонного слоя, прилегающего к поверхности сцепления, и могут возникать в том числе и в зоне чистого изгиба, где $Q=0$. Эти

усилия проявляются в составном стержне, в том числе и на участках, где $Q=0$. Однако, согласно предпосылкам теории составных стержней, толщина этого бетонного слоя (шва) принимается равной нулю, что не мешает решению задачи в интегральном виде в стиле сопротивления материалов. Если же перейти на уровень предпосылок теории упругости (пластичности), то можно заметить, что для пограничного слоя бетона, прилегающего к поверхности сцепления, также характерно напряженно-деформированное состояние с преобладанием сдвига.

Действительно, зависимость:

$$\tau_b = \gamma_b \cdot G_b, \tag{2}$$

для бетона аналогична зависимости (1).

Таким образом, γ_b аналогично ε_q . Теперь, если проанализировать деформированное состояние в рассматриваемой зоне на элементарном участке единичной длины (рис. 2), то в соответствии с физическим смыслом параметров γ и ε_q можно записать, что:

$$k_i (\gamma_{b,1} - \gamma_{b,2}) \cdot 1 = (\varepsilon_{b,1} - \varepsilon_{b,2}) \cdot 1, \tag{3}$$

где k_i – коэффициент пропорциональности, учитывающий влияние полного тензора деформаций на деформации сдвига в направлении продольной оси составного стержня (так как чистого сдвига в этом направлении здесь не наблюдается); учитывая, что $\varepsilon_{b,1}$ и $\varepsilon_{b,2}$ имеют разные знаки (см. рис. 2), в формуле (3) они суммируются. Более того, для рассматриваемой задачи значения параметров $\varepsilon_{b,2}$ и $\gamma_{b,2}$, относящихся к арматурному стержню, ввиду их малости можно положить равными нулю.

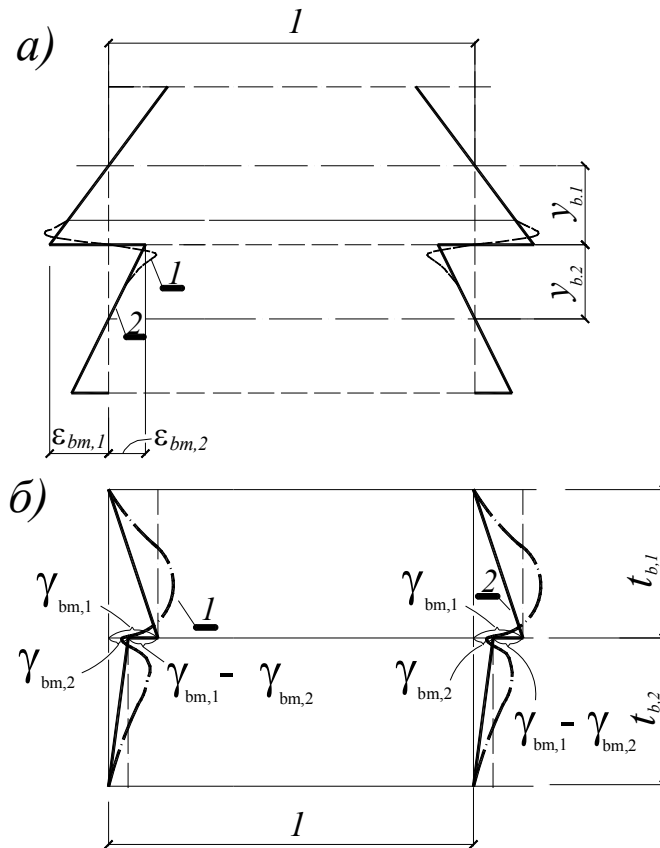


Рисунок 2 – Деформирование железобетонного элемента в окрестности пограничного слоя t_b : а – при несовместных сосредоточенных средних линейных деформациях бетона и арматуры (или разных бетонов), прилегающих к шву; б – средние сдвиговые деформации бетона и арматуры (или разных бетонов), в зонах, прилегающих к поверхности шва 1 и 2 – действительные и средние деформации соответственно

Учитывая то обстоятельство, что равенство (3) справедливо и для средних условных деформаций сдвига, накапливаемых в местных зонах $t_{b,1}$ и $t_{b,2}$, прилегающих к шву (см. рис. 2, б), а также для средних сосредоточенных относительных взаимных смещений ε_{qm} , и вводя средний коэффициент пропорциональности $k_{i,m}$, учитывающий влияние полного тензора деформаций на деформации сдвига в направлении продольной оси составного стержня, накапливаемые в зоне, прилегающей к шву, получим:

$$k_{i,m} \gamma_{b,m} = \varepsilon_{qm} . \quad (4)$$

С учетом проведенного анализа [9] сформулируем следующую рабочую предпосылку о сосредоточенной податливости шва, достаточно общую для решения задачи расчета составных железобетонных стержней:

- разность средних условных сосредоточенных относительных линейных деформаций бетона и арматуры (или разных бетонов) ε_{qm} , возникающих в произвольной точке шва, пропорциональна разности средних угловых деформаций $\gamma_{b,m}$ на уровне шва в направлении продольной оси составного стержня, которые накапливаются и усредняются в пределах местных зон, прилегающих к шву между смежными трещинами. Тогда:

$$\tau_q = \gamma_{b,m} k_{i,m} \xi_m = \varepsilon_{qm} \xi_m , \quad (5)$$

где ξ_m – условный модуль сдвига, усредненный в единичной зоне сдвига, прилегающей к шву.

При учете физической нелинейности этот модуль может быть переменным по длине шва. В пределах зоны, расположенной между соседними трещинами, где, согласно современной теории железобетона [3] целесообразно рассматривать усредненные характеристики представительного объема бетона, вполне логично использовать среднее значение условного модуля сдвига $\xi_{m,cre}$.

Средние относительные взаимные смещения на поверхности сцепления (в шве) между соседними трещинами $\varepsilon_{q,sm}$ определяются по специальной методике, рассмотренной в работе [8]. Методика базируется на гипотезе деформационного эффекта, возникающего в железобетонной конструкции после нарушения сплошности бетона. После возникновения макротрещин в железобетонной конструкции гипотеза сплошности, принятая в механике твердого деформируемого тела, нарушается. Напряженно-деформированное состояние в окрестности трещины подчиняется уже законам механики разрушения. При этом лавинообразное развитие деформаций в окрестности трещины сдерживается рабочей арматурой, в ней возникают реактивные сдерживающие усилия; в результате берега трещины раскрываются не по треугольному профилю (как это имело бы место в случае отсутствия таких реакций), а имеют более сложный характер с максимальным раскрытием трещины не на уровне оси рабочей арматуры, а на некотором удалении в направлении к вершине трещины.

Гипотеза деформационного эффекта в сочетании с гипотезой Томаса – Гольшева о ширине раскрытия трещин в виде накопления относительных взаимных смещений деформаций арматуры и бетона на участке между смежными трещинами, позволяют определить относительные взаимные смещения на поверхности сцепления $\varepsilon_{q,s}(z)$ с точностью вполне приемлемой для практических расчетов. Например, применительно к внецентренно сжатой железобетонной конструкции в ее средней зоне будем иметь картину трещин, приведенную на рисунке 3.

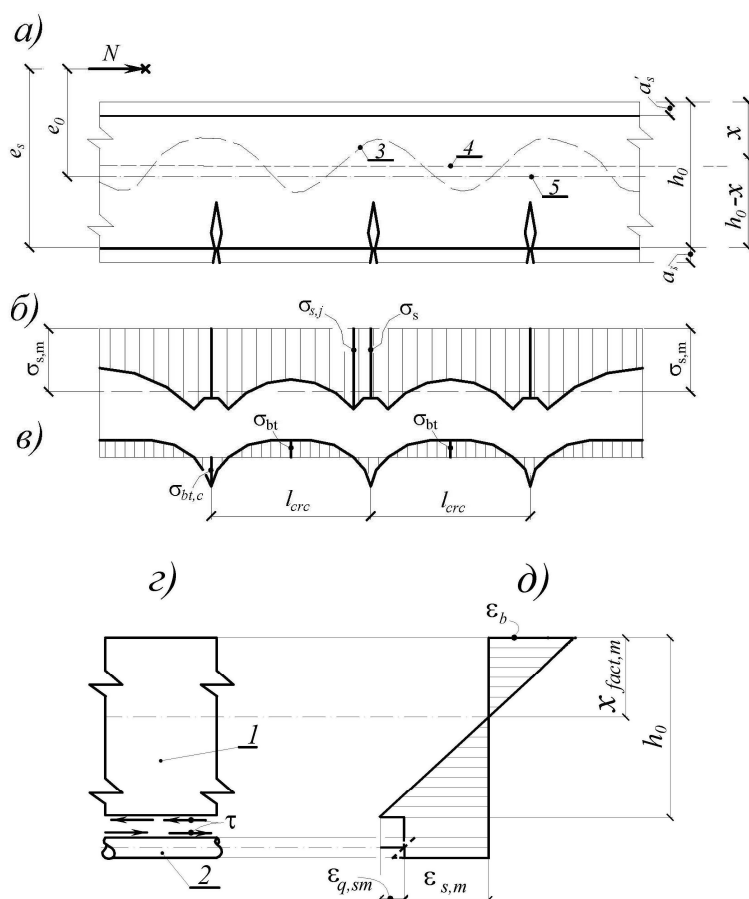


Рисунок 3 – Картина трещин в средней зоне внецентренно сжатой железобетонной конструкции (а), эпюры деформаций арматуры (б) и бетона (в) на уровне оси растянутой арматуры, фрагмент железобетонной конструкции как составного стержня (г) и эпюра средних деформаций бетона и арматуры (д) в поперечном сечении составного стержня при учете средних условных сосредоточенных взаимных смещений бетона и арматуры

$\epsilon_{q,sm}$; 1 – бетонный стержень; 2 – арматурный стержень

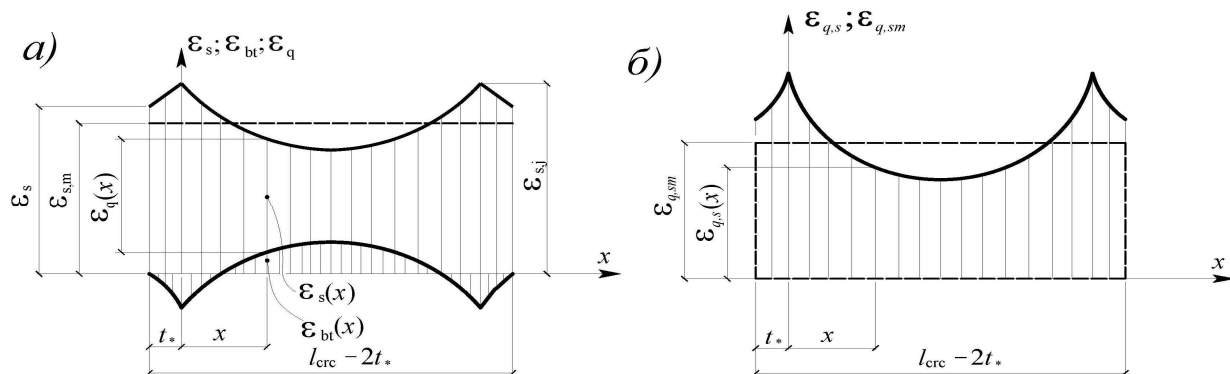


Рисунок 4 – К усреднению деформаций арматуры (а) и условных сосредоточенных взаимных смещений бетона и арматуры $\epsilon_{q,sm}$ (б) между смежными трещинами

Здесь же приведен фрагмент железобетонной конструкции в виде модели составного стержня и эпюра средних деформаций бетона и арматуры в поперечном сечении составного стержня при учете средних условных сосредоточенных взаимных смещений бетона и арматуры $\epsilon_{q,sm}$. Из рисунка 4 становится ясным как выполняется усреднение деформаций арматуры ϵ_{sm} и условных сосредоточенных взаимных смещений бетона и арматуры $\epsilon_{q,sm}$ между смежными трещинами. При этом [8]:

$$\varepsilon_s(x) = \left(\varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} + \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b} - \frac{\delta \cdot Q}{t \cdot B} \right) e^{-Bx} - \frac{\delta \cdot Q}{t \cdot B}, \quad (6)$$

$$\varepsilon_s(x) = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{S_s G k_r}{E_s A_s} \left[\frac{B_3}{B} (1 - e^{-Bx}) + \frac{\delta Q}{t \cdot B} x \right], \quad (7)$$

где B , B_3 , S_s – параметры сцепления.

Выполняя соответствующее интегрирование выражений (6) и (7), несложно получить формулы для определения $\varepsilon_{q,sm}$ и ε_{sm} . Заметим, что при несовместных деформациях бетона и арматуры на первом и втором участках (рис. 1) к средним относительным взаимным смещениям на поверхности сцепления (в шве) между соседними трещинами $\varepsilon_{q,sm}$ следует добавить также деформации сосредоточенного сдвига, определяемые в соответствии с теорией составных стержней [7].

Теперь, располагая этими средними параметрами, представляется возможным определить все необходимые расчетные параметры поперечного сечения (x , σ_s , σ_b) внецентренно сжатой железобетонной конструкции при принятой эпюре средних деформаций бетона и арматуры в поперечном сечении составного стержня с учетом средних условных сосредоточенных взаимных смещений бетона и арматуры (рис. 5).

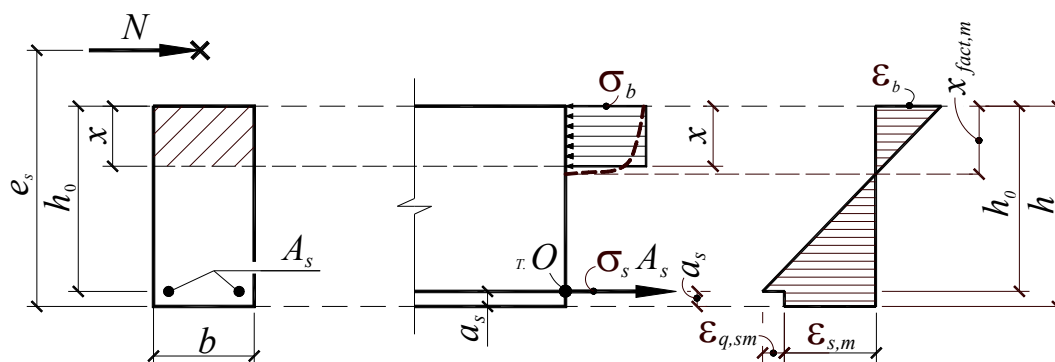


Рисунок 5 – К определению x , σ_s , σ_b во внецентренно сжатых железобетонных конструкциях при принятой гипотезе средних деформаций бетона и арматуры в поперечном сечении составного стержня с учетом средних условных сосредоточенных взаимных смещений бетона и арматуры

Неизвестные x ; σ_b ; σ_s находятся из следующих уравнений.

Высота сжатой зоны бетона x определяется из уравнений равновесия суммы проекций всех сил на ось X ($\sum X = 0$):

$$\begin{aligned} \sigma_b \cdot b \cdot x - \sigma_s A_s - N &= 0; \\ x &= \frac{\sigma_s A_s + N}{\sigma_b \cdot b}. \end{aligned} \quad (8)$$

Напряжение в бетоне сжатой зоны определяется из уравнения равновесия моментов всех сил, действующих в поперечном сечении относительно точки O ($\sum M_o = 0$):

$$\begin{aligned} \sigma_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) - N \cdot e &= 0; \\ \sigma_b &= \frac{N \cdot e}{b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x)}. \end{aligned} \quad (9)$$

Из гипотезы плоских сечений с учетом средних условных сосредоточенных взаимных смещений бетона и арматуры (см. рис. 5) отыскиваются напряжения в растянутой арматуре σ_s в сечении с трещиной:

$$\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{s,m} + \varepsilon_{q,sm}} = \frac{x_{fact,m}}{h_0 - x_{fact,m}}; \quad (10)$$

$$\frac{\frac{\sigma_b}{E_b \cdot \nu_b}}{\frac{(\sigma_s - \sigma_0) \cdot \psi_s}{E_s} + \varepsilon_{q,s} \cdot \psi_q} = \frac{x_{fact,m}}{h_0 - x_{fact,m}}.$$

После алгебраических преобразований получим:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_b \cdot E_s \cdot (h_0 - x_{fact,m}) + x_{fact,m} \cdot \sigma_0 \cdot \psi_s \cdot E_b \cdot \nu_b - x_{fact,m} \cdot \varepsilon_{q,s} \cdot \psi_q \cdot E_s \cdot E_b \cdot \nu_b}{x_{fact,m} \cdot E_b \cdot \nu_b \cdot \psi_s} \leq R_s. \quad (11)$$

Алгоритм расчета сводится к следующему: на первом шаге принимаем $x_{fact,m} = 0,5h_0$ и находим $x = x_{fact,m} \cdot \omega_0$; по формуле (9) находим σ_b ; затем по формуле (11) определяется σ_s с учетом соответствующего ограничения; после этого по формуле (8) определяется высота сжатой зоны x ; в итоге предоставляется возможным сравнить заданное и вычисленное значение x и с учетом этих сравнений перейти к следующему шагу итераций; таким образом, итерационный процесс продолжается до требуемой точности вычислений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мурашев, В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона [Текст] / Василий Иванович Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 286 с.
2. Немировский, Я.М. Влияние работы растянутой и сжатой зон бетона на деформации обычных изгибаемых железобетонных элементов после возникновения в них трещин [Текст] / Я.М. Немировский, О.И. Кочетков // Особенности деформации бетона и железобетона и использование ЭВМ для оценки их влияния на поведение конструкций / Под ред. А.А. Гвоздева, С.М. Крылова. – М.: Стройиздат, 1969. – С. 106-156.
3. Гольшев, А.Б. Сопротивление железобетона: монография [Текст] / А.Б. Гольшев, В.И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.
4. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: монография [Текст] / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М.: АСВ, 2004. – 472 с.
5. Гвоздев, А.А. Состояние и задачи исследования сцепления арматуры с бетоном [Текст] / Алексей Алексеевич Гвоздев // Бетон и железобетон. – 1968. – №12. – С. 1-4.
6. Залесов, А.С. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям [Текст] / А.С. Залесов, Э.Н. Кодыш, Л.Л. Лемыш, И.К. Никитин. – М.: Стройиздат, 1988. – 320 с.
7. Ржаницын, А.Р. Составные стержни и пластинки [Текст] / Алексей Руфович Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.
8. Колчунов, В.И. Разработка двухконсольного элемента механики разрушения для расчета ширины раскрытия трещин железобетонных конструкций [Текст] / В.И. Колчунов, И.А. Яковенко // Вестник гражданских инженеров. – Санкт-Петербург: СПбГАСУ. – 2009. – №4(21). – С. 160-163.
9. Колчунов, В.И. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций составного сечения до появления трещин [Текст] / В.И. Колчунов, С.И. Горностаев // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: ОрелГТУ. – 2008. – №1. – С. 15-21.

Колчунов Владимир Иванович

Национальный авиационный университет, г. Киев, Украина
 Доктор технических наук, профессор кафедры компьютерных технологий строительства
 Тел.: +38 (067) 208-78-54
 E-mail: vikalchunov@mail.ru

Яковенко Игорь Анатольевич

Национальный авиационный университет, г. Киев, Украина
 Кандидат технических наук, доцент кафедры компьютерных технологий строительства
 Тел.: +38 (067) 440-19-39
 E-mail: i2103@ukr.net

KOLCHUNOV VL.I., YAKOVENKO I.A.

ABOUT USE OF A HYPOTHESIS OF FLAT SECTIONS IN FERRO-CONCRETE

The authors reject the flat cross-section hypothesis even for the average strain of concrete and rebar in the development of calculation of reinforced concrete structures. The analysis of strain state of reinforced concrete structures shows that the model of composite rod is most appropriate for the calculation. Considering that, the paper presents some determined necessary parameters of the cross-section of an eccentric-compressed reinforced concrete structure with the assumed diagram of average strain of concrete and reinforcement in the cross section, taking into account conventional mutual displacements of concrete and reinforcement.

Keywords: *ferro-concrete design, crack, hypothesis of flat sections.*

BIBLIOGRAPHY

1. Murashev, V.I. Trewinostojkost', zhestkost' i prochnost' zhelezobetona [Tekst] / Vasilij Ivanovich Murshev. – M.: Mashstrojizdat, 1950. – 286 s.
2. Nemirovskij, Ja.M. Vlijanie raboty rastjanutoj i szhatoj zon betona na deformacii obychnyh izgibaemyh zhelezobetonnyh jelementov posle vozniknovenija v nih trewin [Tekst] / Ja.M. Nemirovskij, O.I. Kochetkov // Osobnosti deformacii betona i zhelezobetona i ispol'zovanie JeVM dlja ocenki ih vlijanija na povedenie konstrukcij / Pod red. A.A. Gvozdeva, S.M. Krylova. – M.: Strojizdat, 1969. – S. 106-156.
3. Golyshev, A.B. Soprotivlenie zhelezobetona: monografija [Tekst] / A.B. Golyshev, V.I. Kolchunov. – K.: Osnova, 2009. – 432 s.
4. Bondarenko, V.M. Raschetnye modeli silovogo soprotivlenija zhelezobetona: monografija [Tekst] / V.M. Bon-darenko, V.I. Kolchunov. – M.: ASV, 2004. – 472 c.
5. Gvozdev, A.A. Sostojanie i zadachi issledovanija sčeplenija armatury s betonom [Tekst] / Aleksej Alekseevich Gvozdev // Beton i zhelezobeton. – 1968. – №12. – S.1-4.
6. Zalesov, A.S. Raschet zhelezobetonnyh konstrukcij po prochnosti, trewinostojkosti i deformacijam [Tekst] / A.S. Zalesov, Je.N. Kodysh, L.L. Lemysh, I.K. Nikitin. – M.: Strojizdat, 1988. – 320 s.
7. Rzhanicyn, A.R. Sostavnye sterzhni i plastinki [Tekst] / Aleksej Rufovich Rzhanicyn. – M.: Stroiizdat, 1986. – 316 s.
8. Kolchunov, V.I. Razrabotka dvuhkonsol'nogo jelementa mehaniki razrushenija dlja rascheta shiriny raskrytija trewin zhelezobetonnyh konstrukcij [Tekst] / V.I. Kolchunov, I.A. Jakovenko // Vestnik grazhdanskih inzhenerov. – Sankt-Peterburg: SPbGASU. – 2009. – №4(21). – S. 160-163.
9. Kolchunov, V.I. Naprjazhenno-deformirovanoe sostojanie zhelezobetonnyh konstrukcij sostavnogo sechenija do pojavlenija trewin [Tekst] / V.I. Kolchunov, S.I. Gornostaev // Izvestija OrelGTU. Serija «Stroitel'stvo. Transport». – Orel: OrelGTU. – 2008. – №1. – S. 15-21.

Kolchunov Vladimir Ivanovich

National aviation university, Kiev, Ukraine

Doctor of technical sciences, professor of computer technology building department

Ph.: +38 (067) 208-78-54

E-mail: vkolchunov@mail.ru

Yakovenko Igor Anatolievich

National Aviation University, Kiev, Ukraine

Candidate of technical sciences, senior lecturer of computer technology building department

Ph.: +38 (067) 440-19-39

E-mail: i2103@ukr.net

КОРОБКО В.И., ЧЕРНЯЕВ А.А.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МАКСИМАЛЬНОГО ПРОГИБА ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ПЛАСТИНОК С КОМБИНИРОВАННЫМИ ГРАНИЧНЫМИ УСЛОВИЯМИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ОТНОШЕНИЯ КОНФОРМНЫХ РАДИУСОВ

Рассматривается задача поперечного изгиба упругих изотропных прямоугольных пластинок с комбинациями шарнирного опирания и жесткого защемления по сторонам от действия равномерно распределенной по всей площади нагрузки. Для определения величины максимального прогиба пластинок предлагается использовать в качестве основного аргумента новую безразмерную геометрическую характеристику формы плоской области – отношение внутреннего и внешнего конформных радиусов. Указывается на преимущества использования этого отношения по сравнению с известным аналогом – интегральной характеристикой формы плоской области – коэффициентом формы.

Ключевые слова: *прямоугольные пластинки, комбинированные граничные условия, максимальный прогиб, отношение конформных радиусов, метод интерполяции по коэффициенту формы.*

Прямоугольные пластинки в качестве несущих элементов конструкций в строительстве и машиностроении применяются гораздо чаще, чем пластинки других форм. Одной из важных задач строительной механики пластинок является определение их максимального прогиба.

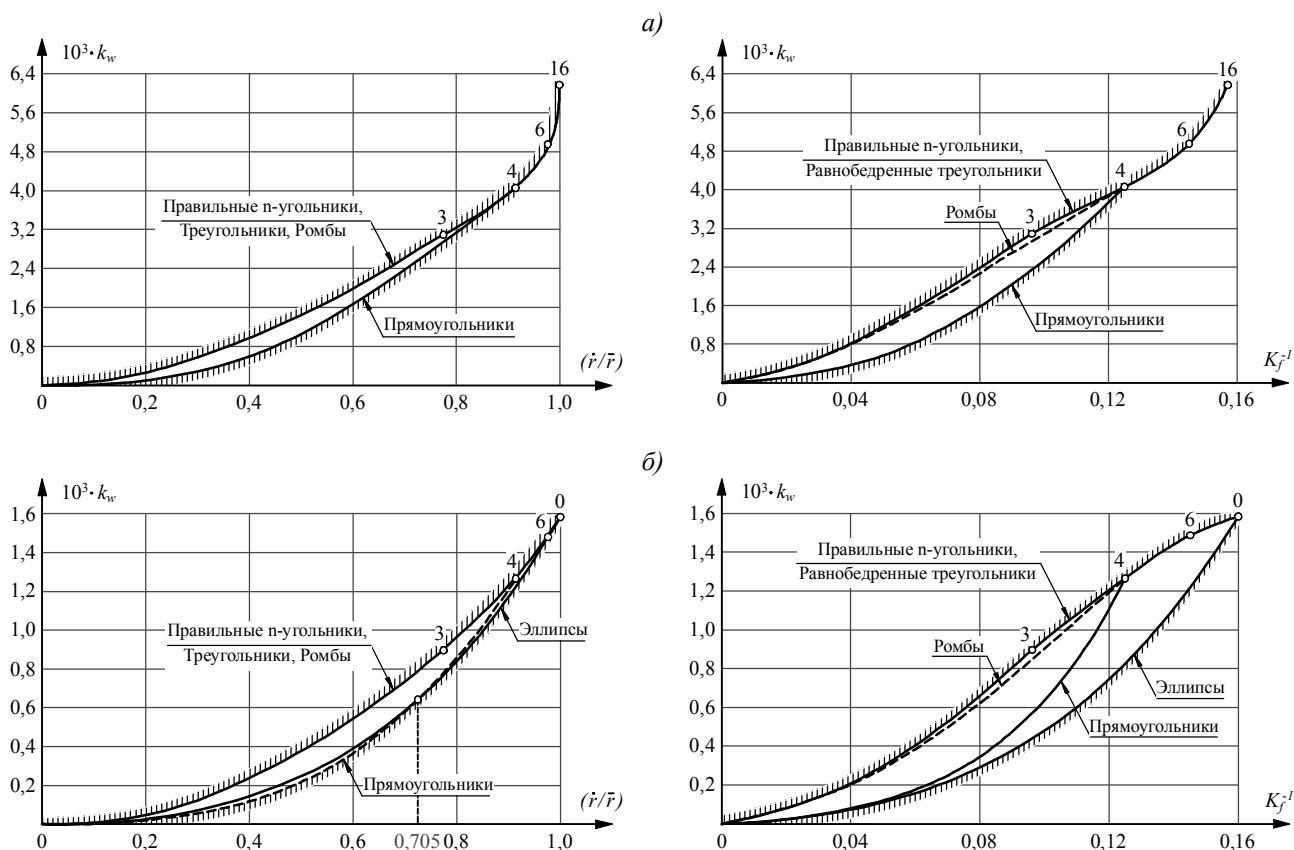
В научной и справочной литературе известны точные решения максимального прогиба для ряда прямоугольных пластинок, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой: решение Леви для пластинок с шарнирно опертым контуром; решение Навье для пластинок, две стороны которых шарнирно оперты, а две другие имеют произвольные граничные условия [1].

Применение вариационных методов (Ритца, Галеркина и др.) к решению рассматриваемой задачи при сложных (комбинированных) граничных условиях во многих случаях затруднительно. В настоящее время такие задачи решают численными методами, как правило, с помощью МКЭ, поскольку он внедрен во многие современные программные комплексы (SCAD, STARK ES, APM WinMachine, APM Civil Engineering и др.) Но, несмотря на высокую эффективность численных методов, они имеют один существенный недостаток, заключающийся в трудностях анализа полученных решений, а иногда и в потере физического смысла задачи.

В последние годы получают все большее развитие *геометрические методы* решения этой и многих других двумерных задач строительной механики и теории упругости. С историей развития и физико-геометрической сущностью этих методов можно ознакомиться, например, в работе [2]. Они позволяют избежать решения сложных дифференциальных уравнений, не требуют мощных ЭВМ и дают возможность, не проводя расчетов, сравнивать интегральные физические характеристики пластинок (в их числе максимальный прогиб) различных форм по некоторому геометрическому параметру (аргументу), зависящему только от формы области пластинки. Среди этих методов следует выделить метод интерполяции по коэффициенту формы (МИКФ), в котором в качестве аргумента используется интегральная характеристика формы плоской области – коэффициент формы K_f . Подробнее с этим методом и свойствами коэффициента формы можно ознакомиться в работе [3].

В предыдущей работе авторов [4] была рассмотрена задача определения величины максимального прогиба множества пластинок (в их числе прямоугольных) с шарнирно опертым и жестко защемленным контуром. К ее решению был применен *новый геометрический аргумент* – безразмерная характеристика формы плоской области – отношение внутреннего и внешнего конформных радиусов \bar{r}/\bar{r}' . При этом область значений максимального прогиба для всего множества пластинок выпуклых форм оказалась значительно уже, чем при использова-

нии коэффициента формы K_f (рис. 1).



а – шарнирно опертые пластинки; б – жестко защемленные пластинки

Рисунок 1 – Кривые $k_w - (\dot{r}/\bar{r})$ и $k_w - K_f^{-1}$

Более того, граничная кривая, образующая верхнюю границу значений, объединяет большее множество форм пластинок, чем при использовании K_f . Эти преимущества позволяют более эффективно использовать методику МИКФ для нахождения значений максимальных прогибов пластинок сложных форм (параллелограммных, трапециевидных и др.) с комбинированными граничными условиями с использованием нового геометрического аргумента – \dot{r}/\bar{r} .

Для реализации методики МИКФ необходимо построить «опорные» кривые «максимальный прогиб – отношение внутреннего и внешнего конформных радиусов». Одну из таких кривых образуют решения для прямоугольных пластинок, которые совместно с решениями для пластинок в виде равнобедренных треугольников позволят находить максимальные прогибы параллелограммных, трапециевидных и любых четырехугольных пластинок с комбинированными граничными условиями. Построению таких граничных аппроксимирующих функций из решений прямоугольных пластинок и посвящена настоящая статья.

Представим получаемые решения при определении максимального прогиба пластинок w_0 зависимостью:

$$w_0 = k_w \frac{qA^2}{D}, \tag{1}$$

где k_w – коэффициент пропорциональности, зависящий от формы пластинки и ее граничных условий; q – интенсивность равномерно распределенной нагрузки; D – цилиндрическая жесткость пластинки; A – ее площадь.

Все возможные комбинации шарнирного опирания и жесткого защемления по отдельным сторонам пластинки (за исключением однородных граничных условий) с учетом симметрии показаны на рисунке 2 в порядке увеличения максимального прогиба.

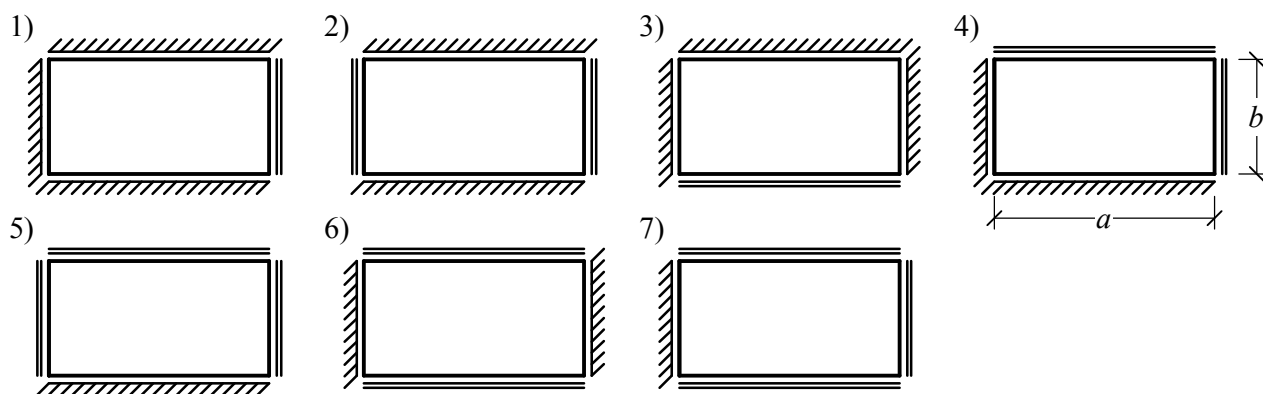


Рисунок 2 – Комбинации граничных условий: «жесткое защемление – шарнирное опирание» для прямоугольных пластинок

Сведем в таблицу 1 значения максимального прогиба для прямоугольных пластинок, полученные с помощью МКЭ с использованием программного комплекса «SCAD_11.3» (с числом конечных элементов не менее 2000). По табличным данным построим кривые значений величины k_w из выражения (1) в зависимости от \dot{r}/\bar{r} (рис. 3). На рисунке добавлены кривые для шарнирно опертых пластинок (кривая Ш) и жестко защемленных (кривая Ж), взятые из предыдущей статьи авторов [4].

Таблица 1 – Сопоставление максимальных прогибов прямоугольных пластинок с комбинированными граничными условиями, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, полученных с помощью МКЭ и аппроксимирующих эти решения функций

a / b		▶	1	1,2	1,4	1,6	2	2,5	3	4	5
\dot{r}/\bar{r}		▶	0,9139	0,8968	0,8587	0,8129	0,7222	0,6281	0,5544	0,4498	0,3788
«1»	Решение, [МКЭ]	(2)	1,605	1,390	1,157	0,950	0,646	0,419	0,291	0,164	0,104
	1000 k_w	(2)	1,616	1,395	1,157	0,953	0,645	0,419	0,292	0,164	0,106
	Δ , %		0,66	0,35	0,01	0,32	-0,21	-0,06	0,22	0,32	-0,30
«2»	Решение, [МКЭ]	(3)	1,918	1,546	1,232	0,986	0,653	0,420	0,291	0,164	0,104
	1000 k_w	(3)	1,919	1,546	1,231	0,988	0,651	0,419	0,292	0,165	0,104
	Δ , %		0,06	0,02	-0,12	0,21	-0,24	-0,15	0,25	0,41	-0,46
«3»	Решение, [МКЭ]	(4)	1,605	1,686	1,626	1,489	1,161	0,822	0,592	0,338	0,215
	1000 k_w	(4)	1,601	1,684	1,626	1,488	1,161	0,822	0,591	0,338	0,216
	Δ , %		-0,22	-0,12	-0,02	-0,08	0,01	0,03	-0,11	0,08	0,44
«4»	Решение, [МКЭ]	(5)	2,204	2,107	1,896	1,654	1,220	0,838	0,596	0,338	0,215
	1000 k_w	(5)	2,204	2,107	1,896	1,654	1,219	0,839	0,596	0,337	0,216
	Δ , %		0,00	0,00	0,02	0,03	-0,08	0,08	0,05	-0,17	0,58
«5»	Решение, [МКЭ]	(6)	2,858	2,505	2,128	1,788	1,264	0,848	0,598	0,338	0,215
	1000 k_w	(6)	2,876	2,514	2,128	1,793	1,263	0,846	0,599	0,341	0,213
	Δ , %		0,64	0,35	0,01	0,31	-0,10	-0,19	0,21	0,97	-0,71
«6»	Решение, [МКЭ]	(7)	1,918	2,220	2,356	2,355	2,113	1,680	1,298	0,792	0,517
	1000 k_w	(7)	1,907	2,212	2,356	2,349	2,113	1,681	1,296	0,793	0,517
	Δ , %		-0,59	-0,35	0,00	-0,25	0,02	0,06	-0,19	0,13	-0,03
«7»	Решение, [МКЭ]	(8)	2,858	3,026	2,985	2,816	2,340	1,769	1,333	0,797	0,518
	1000 k_w	(8)	2,841	3,019	2,981	2,815	2,341	1,767	1,332	0,802	0,515
	Δ , %		-0,59	-0,23	-0,14	-0,02	0,05	-0,11	-0,11	0,61	-0,52

Примечания:

1. a и b – стороны прямоугольной пластинки ($a \geq b$).
2. Значения \dot{r}/\bar{r} взяты из статьи [4].
3. Δ – погрешность решений, получаемых по аппроксимирующим функциям.

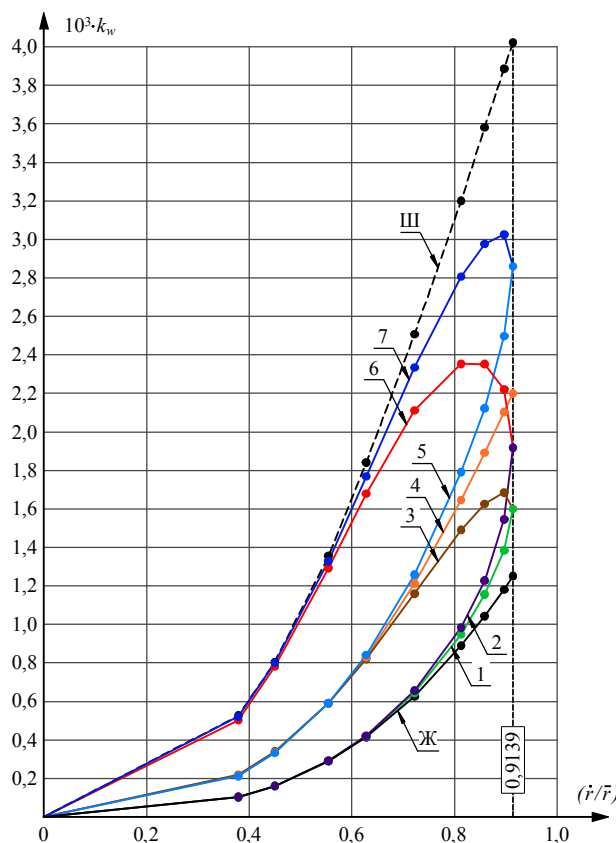


Рисунок 3 – Кривые $k_w - (\dot{i}/\bar{r})$ для прямоугольных пластинок с комбинациями граничных условий по рисунку 2

С помощью программы «Table Curve_2D» построены следующие аппроксимирующие функции (см. рис. 2, 3):

для пластинок по схеме 1

$$k_w = \frac{a + c(\dot{i}/\bar{r}) + e(\dot{i}/\bar{r})^2}{1 + b(\dot{i}/\bar{r}) + d(\dot{i}/\bar{r})^2 + f(\dot{i}/\bar{r})^3}, \quad (2)$$

где $a = -0,046481$; $b = -2,68315$; $c = 0,30771$; $d = 2,4606$; $e = -0,27598$; $f = -0,78655$;

для пластинок по схеме 2

$$k_w = \frac{a + c(\dot{i}/\bar{r}) + e(\dot{i}/\bar{r})^2}{1 + b(\dot{i}/\bar{r}) + d(\dot{i}/\bar{r})^2 + f(\dot{i}/\bar{r})^3}, \quad (3)$$

где $a = -0,05199$; $b = -2,59627$; $c = 0,33349$; $d = 2,26473$; $e = -0,29824$; $f = -0,67716$;

для пластинок по схеме 3

$$k_w = \frac{a + c(\dot{i}/\bar{r}) + e(\dot{i}/\bar{r})^2 + g(\dot{i}/\bar{r})^3}{1 + b(\dot{i}/\bar{r}) + d(\dot{i}/\bar{r})^2 + f(\dot{i}/\bar{r})^3}, \quad (4)$$

где $a = -0,009661$; $b = -2,765$; $c = 0,0898$; $d = 2,85$; $e = 0,539$; $f = -1,1118$; $g = -0,6746$;

для пластинок по схеме 4

$$k_w = \frac{a + c(\dot{i}/\bar{r}) + e(\dot{i}/\bar{r})^2}{1 + b(\dot{i}/\bar{r}) + d(\dot{i}/\bar{r})^2}, \quad (5)$$

где $a = 0,1501$; $b = -0,8323$; $c = -0,8908$; $d = 0,45827$; $e = 2,4366$;

для пластинок по схеме 5

$$k_w = \frac{a + c(\dot{i}/\bar{r}) + e(\dot{i}/\bar{r})^2}{1 + b(\dot{i}/\bar{r}) + d(\dot{i}/\bar{r})^2 + f(\dot{i}/\bar{r})^3}, \quad (6)$$

где $a = -0,11623$; $b = -2,6222$; $c = 0,72076$; $d = 2,3739$; $e = -0,6377$; $f = -0,7636$;
для пластинок по схеме 6

$$k_w = \frac{a + c(\dot{r}/\bar{r}) + e(\dot{r}/\bar{r})^2}{1 + b(\dot{r}/\bar{r}) + d(\dot{r}/\bar{r})^2 + f(\dot{r}/\bar{r})^3}, \quad (7)$$

где $a = -0,17456$; $b = -3,0382$; $c = 1,2627$; $d = 3,4491$; $e = -1,1594$; $f = -1,4389$;
для пластинок по схеме 7

$$k_w = \frac{a + c(\dot{r}/\bar{r}) + e(\dot{r}/\bar{r})^2}{1 + b(\dot{r}/\bar{r}) + d(\dot{r}/\bar{r})^2 + f(\dot{r}/\bar{r})^3}, \quad (8)$$

где $a = -0,24472$; $b = -2,8086$; $c = 1,5874$; $d = 2,9214$; $e = -1,4315$; $f = -1,1392$.

Функции (2)...(8) могут использоваться для непосредственного расчета прямоугольных пластинок с отношением сторон $a/b \leq 5$, а так же к определению максимального прогиба параллелограммных и трапециевидных пластинок. Погрешность получаемых решений по функциям (2)...(8) не превышает 1% в сравнении с решениями, полученными с помощью МКЭ. В дальнейшем эти функции будут применены в составе разрабатываемого программного комплекса по определению величины максимального прогиба четырехугольных пластинок с использованием методики МИКФ, «адаптированной» к новому аргументу – \dot{r}/\bar{r} .

Кроме рассмотренных выше комбинаций условий закрепления сторон прямоугольных пластинок были рассмотрены также и другие возможные комбинации граничных условий: «жесткое защемление – свободный край» (7 шт.), «шарнирное опирание – свободный край» (5 шт.) и «жесткое защемление – шарнирное опирание – свободный край» (12 шт.). Построенные для этих случаев графики и аппроксимирующие функции аналогичны рассмотренным выше. В статье их не приводим, отметим лишь, что они также будут использоваться в разрабатываемом программном комплексе для расчета четырехугольных пластинок.

Выводы

1. Получены расчетные формулы для определения величины максимального прогиба равномерно нагруженных по всей площади прямоугольных пластинок с комбинациями шарнирного опирания и жесткого защемления по сторонам в зависимости от отношения внутреннего и внешнего конформных радиусов \dot{r}/\bar{r} .

2. Все множество значений максимального прогиба прямоугольных пластинок с комбинациями шарнирного опирания и жесткого защемления по сторонам, представленное в координатной плоскости $k_w - (\dot{r}/\bar{r})$, ограничено с двух сторон соответствующими значениями для пластинок с однородными граничными условиями (либо шарнирное опирание по всем сторонам, либо жесткое защемление).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тимошенко, С.П. Пластинки и оболочки [Текст] / С.П. Тимошенко, С. Войноровский-Кригер. – М.: Наука, 1966. – 636 с.
2. Коробко, В.И. Изопериметрический метод в строительной механике: Теоретические основы изопериметрического метода [Текст] / В.И. Коробко. – М.: Изд-во АСВ стран СНГ, 1997. – 390 с.
3. Коробко, А.В. Геометрическое моделирование формы области в двумерных задачах теории упругости [Текст] / А.В. Коробко. – М.: АСВ, 1999. – 320 с.
4. Коробко, В.И. Решение задач поперечного изгиба пластинок с использованием конформных радиусов [Текст] / В.И. Коробко, А.А. Черняев // Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. – №5.

Коробко Виктор Иванович

ФГБОУ ВПО «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс», г. Орел
Доктор технических наук, профессор кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-95
E-mail: center_epb@mail.ru

Черняев Андрей Александрович

ФГБОУ ВПО «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс», г. Орел
Аспирант кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-95
E-mail: center_epb@mail.ru

KOROBKO V.I., CHERNYAEV A.A.

THE DEFINITION OF THE MAXIMAL DEFLECTION OF RECTANGULAR PLATES WITH COMBINED BOUNDARY CONDITIONS WITH USE OF THE RELATION OF CONFORMAL RADIUSSES

In the article considered of the problem of a cross-section bend elastic isotropic rectangular plates with combined hinge a support and rigid a support on edge from action of the in regular intervals distributed on all area loading. For estimation of the size maximal deflection of plates is suggested use as the basic argument the new dimensionless geometrical characteristic of form flat area – the relation internal and external of conformal radiusses. And as revision advantages of use of this relation in comparison with known analog – the integrated characteristic of the form flat area – form factor.

Keywords: *rectangular plates, the combined boundary conditions, the maximal deflection, the relation of conformal radiusses, the method of interpolation on form factor.*

BIBLIOGRAPHY

1. Timoshenko, S.P. *Plastinki i obolochki* [Tekst] / S.P. Timoshenko, S. Vojnorovskij-Kriger. – M.: Nauka, 1966. – 636 s.
2. Korobko, V.I. *Izoperimetricheskij metod v stroitel'noj mehanike: Teoreticheskie osnovy izoperimetricheskogo metoda* [Tekst] / V.I. Korobko. – M.: Izd-vo ASV stran SNG, 1997. – 390 s.
3. Korobko, A.V. *Geometricheskoe modelirovanie formy oblasti v dvumernyh zadachah teorii uprugosti* [Tekst] / A.V. Korobko. – M.: ASV, 1999. – 320 s.
4. Korobko, V.I. *Reshenie zadach poperechnogo izgiba plastinok s ispol'zovaniem konformnyh radiusov* [Tekst] / V.I. Korobko, A.A. Chernjaev // *Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij*. – 2011. – №5.

Korobko Victor Ivanovich

State university – educational-science-production complex, Orel
Doctor of technical science, professor of department «Building designs and materials»
Ph.: +7 (4862) 73-43-95
E-mail: center_epb@mail.ru

Chernyaev Andrey Aleksandrovich

State university – educational-science-production complex, Orel
Post-graduate student of department «Building designs and materials»
Ph.: +7 (4862) 73-43-95
E-mail: center_epb@mail.ru

ПАНФИЛОВ Д.А., МУРАШКИН В.Г.

УСОВЕРШЕНСТВОВАННАЯ МЕТОДИКА РАСЧЕТА ОБЩИХ ПРОГИБОВ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ ДИСКРЕТНОГО ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ ПРИМЕНИТЕЛЬНО К ОБЫЧНЫМ И ВЫСОКОПРОЧНЫМ БЕТОНАМ

В статье представлена усовершенствованная методика расчета общих прогибов изгибаемых железобетонных элементов с учетом дискретного трещинообразования, а также результаты экспериментальных исследований прогибов изгибаемых железобетонных элементов, изготовленных из обычных и высокопрочных бетонов. Проведено сопоставление результатов расчета по методикам действующих отечественных и зарубежных нормативных документов. Даны предложения по учету ползучести бетона.

Ключевые слова: прогиб, диаграммы деформирования бетона, изгибаемые элементы.

Возведение современных строительных объектов, требующих высокой надежности и ответственности, таких как высотные, зрелищные или олимпийские спортивные объекты, предполагает использование самых современных строительных материалов, технологий возведения, а также методик оценки реальной работы строительных конструкций. Железобетонные конструкции таких сооружений в мировой строительной индустрии, наряду с обычными (Normal Strength Concrete – NSC) и высокопрочными (High Strength Concrete – HSC) бетонами, повсеместно связывают с термином «High Performance Concrete» (HPC) – бетона сверхвысокой прочности с улучшенными физико-химическими свойствами.

Основными преимуществами высокопрочного бетона типа «HPC» являются:

- сверхвысокая прочность (класс бетона выше В60);
- низкая водопроницаемость (свыше W18);
- высокая подвижность (П5, осадка конуса составляет 20-24 см) при низком водоцементном соотношении (В/Ц \approx 0,25-0,3), а тем самым и улучшенная удобоукладываемость, не требующая вибрирования;
- повышенная стойкость к сульфатам, хлоридам и слабым кислотам;
- высокое время схватывания (более 2-х часов);
- повышенная морозостойкость (до 400 циклов).

Выше перечисленные свойства достигаются введением в привычные составы бетона различных добавок, включающих в себя ультрадисперсный микрокремнезем, суперпластификаторы, регуляторы твердения, воздухововлекающие добавки и ингибиторы коррозии стали.

Отсутствие нормативной базы и исследований бетонов класса HPC накладывают определенные ограничения по повсеместному использованию этого бетона при проектировании, а также оценки реального напряженно-деформированного состояния таких конструкций.

Настоящая работа посвящена совершенствованию методики расчета прогибов изгибаемых железобетонных элементов с учетом дискретного трещинообразования и нелинейной деформационной модели, применительно к «HPC» бетонам, а также к бетонам высокой (HSC) и обычной прочности (NSC). Кроме того, рассматривается вопрос учета ползучести бетона в рамках рассматриваемой методики.

В качестве диаграмм деформирования бетона на сжатие в данной работе рассматривались:

- 2-х линейная диаграмма по [16];
- 3-х линейная диаграмма по [16];
- по Н.И. Карпенко [5, 6];
- по А.С. Залесову [4];

- по Г.В. Мурашкину [10];
- по EuroCode 2 [21].

Диаграммы деформирования бетона класса В90 на сжатие представлены на рисунке 1.

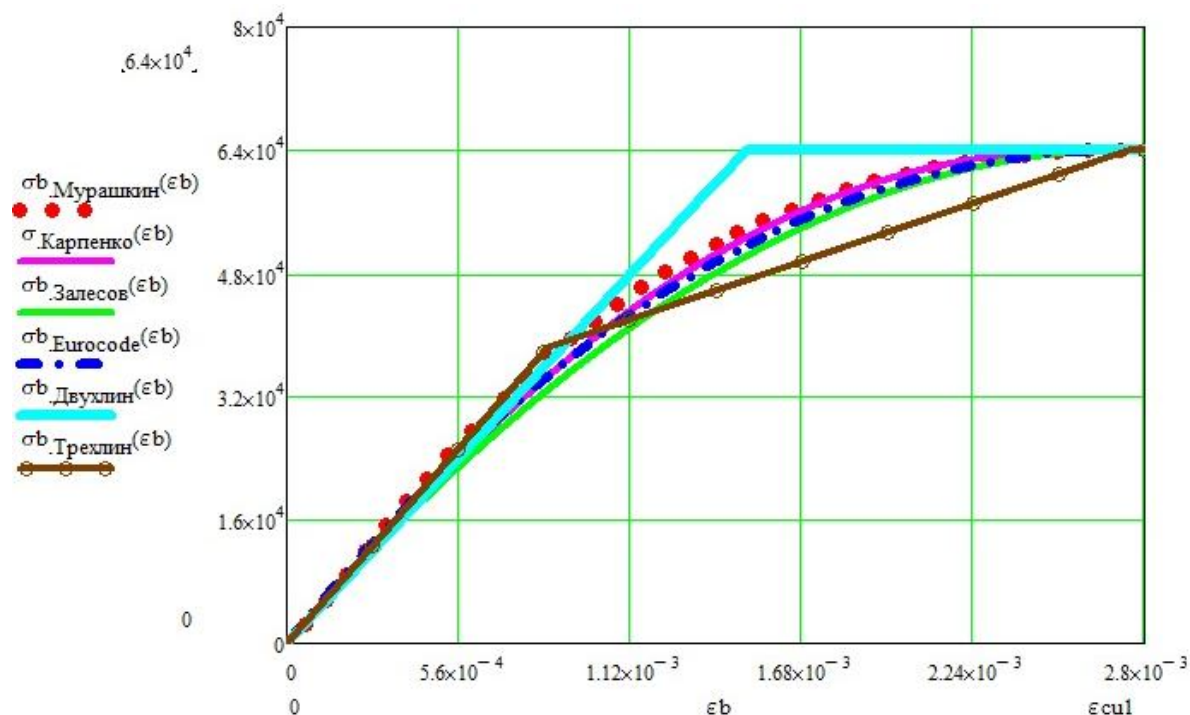


Рисунок 1 – Диаграмма деформирования сжатого бетона класса В90

Для сравнения диаграммы деформирования обычного бетона класса В25 на сжатие представлены на рисунке 2.

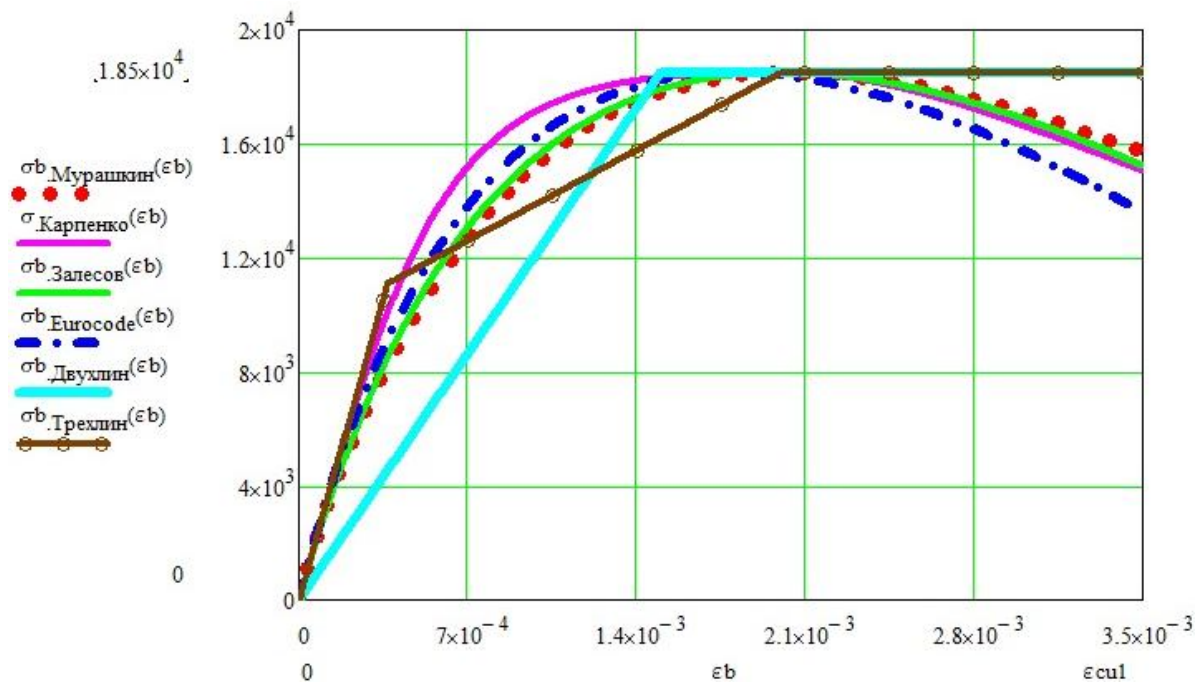


Рисунок 2 – Диаграмма деформирования сжатого бетона класса В25

За основу диаграммы деформирования бетона растяжению принята диаграмма на основе диаграммы Г.В. Мурашкина [10] с использованием исследований Г.А. Смоляго [15].

В качестве диаграмм деформирования сжатой и растянутой арматуры принимаются методики: EuroCode [21] – для арматуры без площадки текучести, Wang et al [29] – для арматуры с площадкой текучести.

Разработанный алгоритм определения прогиба конструкции по усовершенствованной методике расчета реализован в вычислительном комплексе «MathCAD 14».

При определении изменения кривизны по длине элемента следует отметить два характерных участка. Для изгибаемых элементов это участок без трещин (I) и в зоне чистого изгиба – участок с трещинами (II).

Распределение кривизны на первом участке принимаем по линейному закону.

В зоне образования трещин кривизна определяется следующим образом. На этом участке (зоне чистого изгиба) внешний изгибающий момент $M_{вн}=const$, поперечная сила $Q=0$. Кривизна на границе левой и правой трещин принимается одинаковой – R , в середине между трещинами – R_{11} .

Кривизна R (кривизна в сечении с трещиной) определяется на основании условия равновесия системы (1), гипотезы плоских сечений (с учетом работы растянутого бетона), а также системы ограничений в виде неравенств (2). В вычислительном комплексе «MathCAD 14» система уравнений (1.1 и 1.2) и неравенств (2) записана в следующей форме:

$$\int_0^k \sigma b \left(\frac{\varepsilon b}{k} \cdot x \right) \cdot b \cdot dx - \int_0^t \sigma b t \left(\frac{\varepsilon b t}{t} \cdot y \right) \cdot b \cdot dy - f_s \left[\frac{\varepsilon b t}{t} \cdot (h_0 - k) \right] \cdot A_s + f_s \left[\frac{\varepsilon b}{k} \cdot (k - a_2) \right] \cdot A_{sc} = 0; \tag{1.1}$$

$$M_{вн} = \int_0^k \sigma b \left(\frac{\varepsilon b}{k} \cdot x \right) \cdot b \cdot dx \cdot \left[\frac{\int_0^k \sigma b \left(\frac{\varepsilon b}{k} \cdot x \right) \cdot x \cdot dx}{\int_0^k \sigma b \left(\frac{\varepsilon b}{k} \cdot x \right) \cdot dx} + h_0 - k \right] + f_s \left[\frac{\varepsilon b}{k} \cdot (k - a_2) \right] \cdot A_{sc} \cdot (h_0 - a_1 - a_2) - \int_0^t \sigma b t \left(\frac{\varepsilon b t}{t} \cdot y \right) \cdot b \cdot dy \cdot \left[h_0 - k - \frac{\int_0^t \sigma b t \left(\frac{\varepsilon b t}{t} \cdot y \right) \cdot y \cdot dy}{\int_0^t \sigma b t \left(\frac{\varepsilon b t}{t} \cdot y \right) \cdot dy} \right]. \tag{1.2}$$

$$0 < t \leq H - k \quad 0 < k < H \quad k + t \leq H \quad 0 \leq \varepsilon b t \leq \varepsilon b t_2 \quad 0 \leq \varepsilon b \leq \varepsilon b_2. \tag{2}$$

В результате решения получим значения k и ε_b с учетом нелинейного деформирования бетона и арматуры на сжатие и растяжение с помощью соответствующих диаграмм деформирования. Отсюда кривизну R определим по формуле (3):

$$R = \frac{\varepsilon b}{k}. \tag{3}$$

Кривизна R_{11} (кривизна в сечении без трещины в середине нерасколотого блока) определяется из условия, что значения относительных деформаций растянутого бетона не превышают предельных (при $\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{bt2}$), а гипотеза плоских сечений распространяется только на сжатый бетон. Исходя из этих граничных условий, можно предполагать, что в блоке между трещинами не возникнет новых трещин.

Величина блока равна величине расстояния между трещинами $ls_2(\varepsilon_b)$.

Количество блоков определяется по формуле (4):

$$aa = \text{Floor} \left(\frac{L - 2m}{ls(\varepsilon_b)}, 2 \right). \tag{4}$$

Напряженно-деформированное состояние в середине блока, разделенного трещинами, описывается формулой (5):

$$\int_0^{k11} \sigma b \left(\frac{\varepsilon b11}{k11} \cdot x \right) \cdot b \cdot dx - \int_0^{H-k11} \sigma b t \left(\frac{\varepsilon b t 2}{H - k11} \cdot y \right) \cdot b \cdot dy - f_s \left[\frac{\varepsilon b11}{k11} \cdot (h0 - k11) \right] \cdot A_s + f_{sc} \left[\frac{\varepsilon b11}{k11} \cdot (k11 - a2) \right] \cdot A_{sc} = 0. \quad (5)$$

В качестве величины расстояния между трещинами l_s в алгоритме можно выбрать варианты различных методик, например, СП [16], EuroCode [21], СНБ [14], Молодченко Г.А. [9], Кольнера В.М. [8], Карпенко Н.И. [7], R. Ian Gilbert [22]. В настоящей работе использовались фактические величины l_s , полученные в результате натурных испытаний.

Участок зоны чистого изгиба представим следующими граничными условиями $m1$ и $m2$, определяемым по формулам (6) и (7):

$$m1 = m + \frac{1}{2} \cdot (L - 2m - aa \cdot L_s); \quad (6)$$

$$m2 = aa \cdot L_s + m + \frac{1}{2} \cdot (L - 2m - aa \cdot L_s). \quad (7)$$

Функцию изменения кривизны в зоне чистого изгиба из учета реального расположения трещин примем синусоидального вида по формуле (8):

$$PP(x) = \frac{R - R11}{2} \cdot \sin \left(\frac{-2\pi}{L_s} \cdot x + \frac{\pi}{2} + \frac{2 \cdot \pi \cdot m1}{L_s} \right) + \frac{R11 + R}{2}. \quad (8)$$

График изменения кривизны в зоне чистого изгиба представлен на рисунке 3.

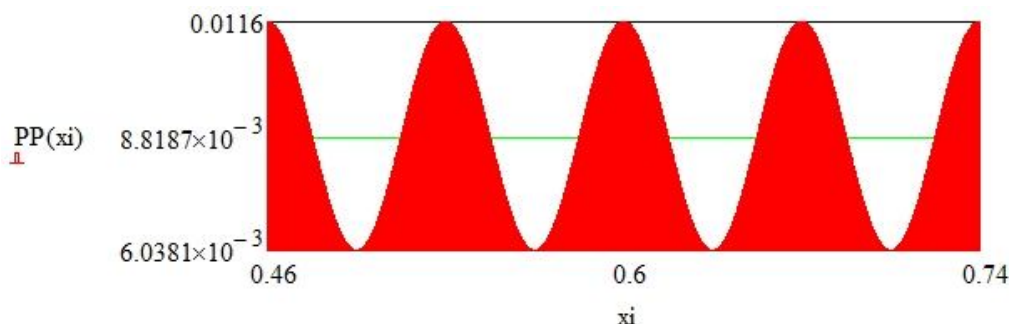


Рисунок 3 – График изменения кривизны в зоне чистого изгиба

Функции изменения кривизны в зоне без трещин описаны ниже по формулам (9) и (10):

$$P1(x4) = \frac{R}{m1} \cdot x4; \quad (9)$$

$$P2(x3) = \frac{R \cdot (x3 - L + m1)}{m1} + R. \quad (10)$$

Графики изменения кривизны в зоне без трещин представлены на рисунке 4.

Таким образом, общая зависимость распределения кривизны вдоль балки $WW(vv)$ примет следующий вид (11):

$$WW(vv) = \begin{cases} P1(vv) & \text{if } 0 \leq vv \leq m + \frac{1}{2} \cdot (L - 2m - aa \cdot L_s) \\ PP(vv) & \text{if } m + \frac{1}{2} \cdot (L - 2m - aa \cdot L_s) \leq vv \leq 4L_s + m + \frac{1}{2} \cdot (L - 2m - aa \cdot L_s) \\ P2(vv) & \text{if } 4L_s + m + \frac{1}{2} \cdot (L - 2m - aa \cdot L_s) \leq vv \leq L \end{cases} \quad (11)$$

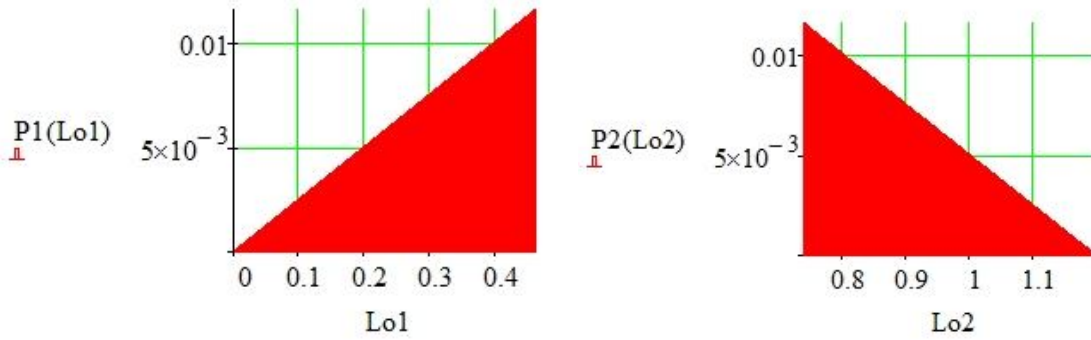


Рисунок 4 – График изменения кривизны в зоне без трещин. Участок L_{o1} – слева и участок L_{o2} – справа

Общая эпюра изменения кривизны по длине элемента представлена на рисунке 5.

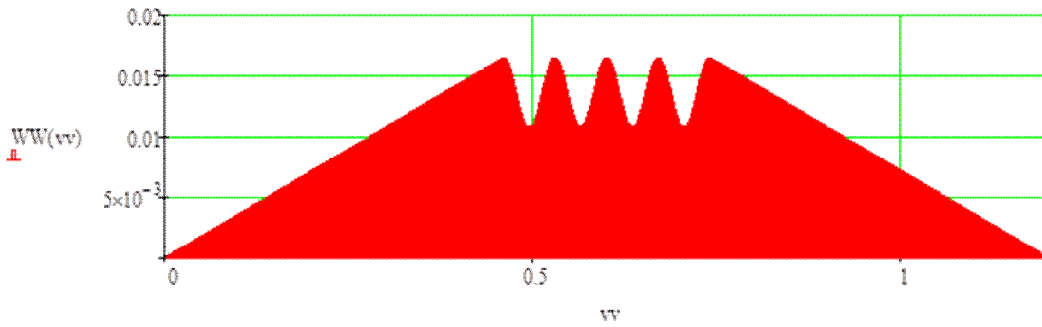


Рисунок 5 – Эпюра изменения кривизны по длине элемента

Далее для определения общего прогиба конструкции находим эпюру изменения момента MM_1 и поперечной силы QQ_1 от единичной нагрузки, а также момента MM_x и поперечной силы QQ_x от внешней нагрузки.

Функция изменения момента MM_1 и поперечной силы QQ_1 от единичной нагрузки представлены формулами (12) и (13):

$$MM1(vv) = \begin{cases} \frac{FF}{2} vv & \text{if } 0 \leq vv \leq \frac{L}{2} \\ \frac{FF}{2} (L - vv) & \text{if } \frac{L}{2} \leq vv \leq L \end{cases} \quad (12)$$

$$QQ1(vv) = \begin{cases} FF & \text{if } 0 \leq vv \leq \frac{L}{2} \\ -FF & \text{if } \frac{L}{2} \leq vv \leq L \end{cases} \quad (13)$$

Эпюры изменения момента $MM_1(vv)$ и поперечной силы $QQ_1(vv)$ от единичной нагрузки представлены на рисунках 6 и 7.

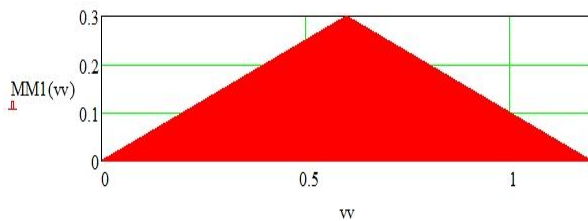


Рисунок 6 – Эпюры изменения момента MM_1 от единичной нагрузки

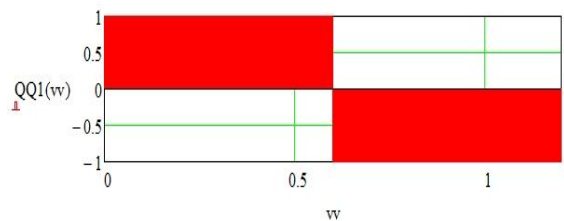


Рисунок 7 – Эпюры изменения поперечной силы QQ_1 от единичной нагрузки

Функция изменения момента $MM_x(vv)$ и поперечной силы $QQ_x(vv)$ от внешней нагрузки представлены формулами (14) и (15):

$$MM_x(vv) = \begin{cases} F \cdot vv & \text{if } 0 \leq vv \leq m \\ F(L - vv) & \text{if } L - m \leq vv \leq L \\ F \cdot m & \text{otherwise} \end{cases} \quad (14)$$

$$QQ_x(vv) = \begin{cases} F & \text{if } 0 \leq vv \leq m \\ 0 & \text{if } m \leq vv \leq L - m \\ -F & \text{if } L - m \leq vv \leq L \end{cases} \quad (15)$$

Эпюры изменения момента $MM_x(vv)$ и поперечной силы $QQ_x(vv)$ от внешней нагрузки представлены на рисунках 8 и 9.

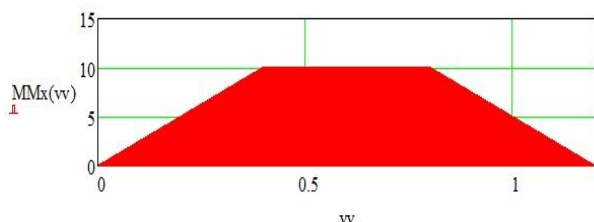


Рисунок 8 – Эпюры изменения момента $MM_x(vv)$ от внешней нагрузки

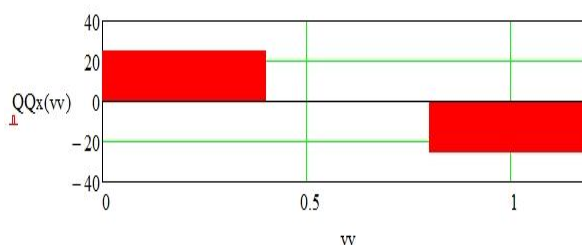


Рисунок 9 – Эпюры изменения поперечной силы $QQ_x(vv)$ от внешней нагрузки

Величина общего прогиба включает прогиб от воздействия изгибающего момента FM_{max} и прогиб от поперечной силы FQ_{max} .

Таким образом, интегрируя распределение кривизны и единичного момента по длине по формулам (16)-(18), получим прогиб от воздействия изгибающего момента FM_{max} , а по формулам (19)-(21) получим прогиб от воздействия поперечной силы FQ_{max} .

$$FM_{max} = \begin{cases} FM_{max1} & \text{if } M_{\text{вн}} \geq Mcrc(\epsilon br1) \\ FM_{max2} & \text{if } M_{\text{вн}} < Mcrc(\epsilon br1) \end{cases}; \quad (16)$$

$$FM_{max1} = \int_0^L WW(vv) \cdot MM1(vv) dvv; \quad (17)$$

$$FM_{max2} = \int_0^L Rd \cdot MM1(vv) dvv; \quad (18)$$

$$FQ_{max} = \begin{cases} FQ_{max1} & \text{if } M_{\text{вн}} \geq Mcrc(\epsilon br1) \\ FQ_{max2} & \text{if } M_{\text{вн}} < Mcrc(\epsilon br1) \end{cases}; \quad (19)$$

$$FQ_{max1} = \int_0^L \frac{9 \cdot Iredcn}{b \cdot H} \cdot \frac{QQx(vv) \cdot QQ1(vv)}{MMx(vv)} WW(vv) dvv; \quad (20)$$

$$FQ_{max2} = \int_0^L \frac{3}{Eb \cdot b \cdot H} \cdot QQx(vv) \cdot QQ1(vv) dvv. \quad (21)$$

В качестве экспериментального исследования и численного моделирования рассматриваются 6 серий образцов, представленных на рисунке 11.

Исходные характеристики исследуемых образцов и физические характеристики материалов представлены в таблицах 1 и 2.

Таблица 1 – Исходные характеристики исследуемых образцов

Маркировка образца	Геометрические характеристики			Армирование			Соотношение армирования	
	Расчетный пролет, м	Высота сечения, м	Ширина сечения, м	Арматура растяжения	Арматура сжатия,	Поперечное армирование	Арматура растяжения, %	Арматура сжатия, %
Об1.1-1.3	1.2	0.22	0.12	1Ø12	1Ø10	Ø10s90	0.428	0.296
Об2.1-2.3	1.2	0.22	0.12	1Ø16	1Ø10	Ø10s90	0.761	0.296
Об3.1-3.3	1.2	0.22	0.12	1Ø20	1Ø10	Ø10s90	1.189	0.296
Об4.1-4.3	1.2	0.22	0.12	2Ø12	2Ø10	Ø10s90	0.85	0.592
Об5.1-5.3	1.2	0.22	0.12	2Ø16	2Ø10	Ø10s90	1.522	0.592
Об6.1-6.3	1.2	0.12	0.22	2Ø25	-	Ø10s50	3.71	-

Таблица 2 – Физические характеристики материалов

Маркировка образца	Характеристики бетона				Характеристики арматуры				
	Прочность бетона на сжатие, МПа	Прочность бетона на растяжение, МПа	Предельные относительные деформации бетона сжатия	Предельные относительные деформации бетона растяжению	Площадь продольной рабочей арматуры, мм ²	Предел упругости, МПа	Сопротивление разрыву, МПа	Относительные деформации арматуры при текучести	Относительные деформации арматуры при разрыве
Об1.1-1.3	18.49	1.6	0.0033	1.24e-4	113.04	445.4	649.33	2.639e-3	0.038
Об2.1-2.3	18.49	1.6	0.0033	1.24e-4	200.96	348.4	631.97	1.971e-3	0.078
Об3.1-3.3	21.74	1.8	0.0034	1.26e-4	314.0	477.0	646.5	2.371e-3	0.069
Об4.1-4.3	64.1	2.85	0.0028	2.0e-4	226.08	445.4	649.33	2.639e-3	0.038
Об5.1-5.3	64.1	2.85	0.0028	2.0e-4	401.92	442.5	631.97	2.479e-3	0.078
Об6.1-6.3	64.1	2.85	0.0028	2.0e-4	981.20	387.3	666.5	2.31e-3	0.108

Расчетная схема представлена на рисунке 10.

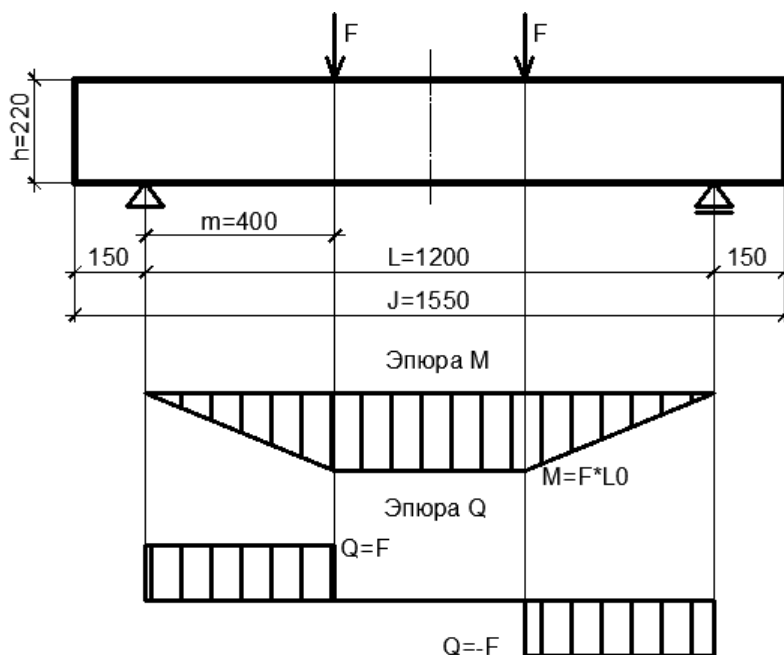


Рисунок 10 – Расчетная схема исследуемых образцов

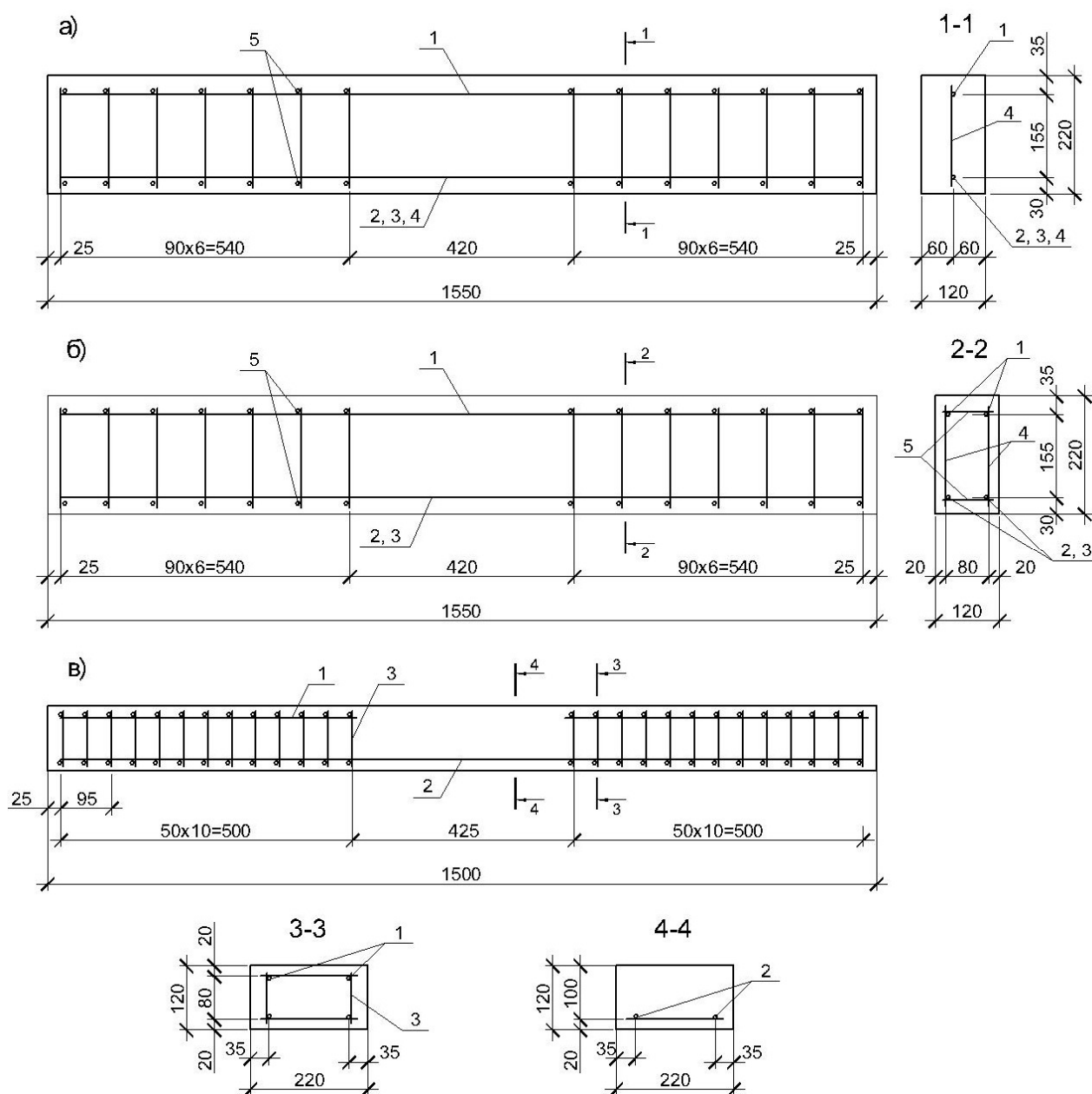


Рисунок 11 – Схема армирования опытных образцов серии 1, 2 и 3 (а). 1 – Ø10 A400; 2 – Ø12 A500 (серия 1); 3 – Ø20 A500 (серия 2); 4 – Ø16 A-III (серия 3); 5 – Ø10 A400. Схема армирования опытных образцов серии 4 и 5 (б). 1 – Ø10 A400; 2 – Ø12 A500 (серия 4); 3 – Ø16 A500 (серия 5); 5 – Ø10 A400. Схема армирования опытных образцов серии 6 (в). 1 – Ø10 A400; 2 – Ø25 A-III (серия 6); 3 – Ø10 A400

На основании проведенных теоретических расчетов и натурных испытаний выполнен сравнительный анализ результатов исследования, составлена сводная таблица отклонений общего прогиба по методикам с использованием диаграмм деформирования [2-6, 10, 21] и действующих отечественных нормативных документов [12, 16] с опытными значениями. Сводные результаты исследования серий 1-6 представлены в таблице 3.

В квадратных скобках указана методика (или программа), по которой производился расчет, а далее – процент отклонения результата прогиба по текущей методике от экспериментального значения. «*», «**» и «***» обозначено использование соответственно криволинейной, двухлинейной и трехлинейной диаграмм деформирования сжатого бетона в разработанной методике расчета общего прогиба с учетом дискретного трещинообразования из источника, указанного в квадратных скобках.

Таблица 3 – Сводные результаты исследования

Маркировка серии	Отклонение прогиба по указанной методике от экспериментального значения, %										
	[4] *	[5, 6] *	[10] *	[11]	[12]	[13]	[16]	[16] **	[16] ***	[17]	[21] *
Об1.1-1.3	-5.1	-4.8	0.2	35.3	28.8	25.1	40.8	10.0	-2.5	-11.9	-2.3
Об2.1-2.3	-1.8	-6.1	-1.5	31.0	20.4	11.7	31.1	11.3	-4.7	-24.9	-3.5
Об3.1-3.3	-0.5	-5.1	-0.2	24.7	19.8	14.8	26.3	6.8	3.0	-21.9	-2.4
Об4.1-4.3	3.5	2.6	1.0	28.5	-29.0	8.2	20.3	1.9	1.3	-19.9	-11.3
Об5.1-5.3	4.7	3.3	1.5	29.7	2.3	12.9	19.1	2.1	1.8	-24.7	3.0
Об6.1-6.3	4.0	1.8	0.2	-7.1	-25.7	-15.2	-0.5	-3.8	5.6	-33.6	2.4
БК	11.6	7.9	11.7	23.0	20.1	18.7	31.9	17.5	14.9	-15.1	11.1
ОБ 1.1, 1.2	3.8	-1.5	5.8	14.0	-13.7	8.6	44.4	12.1	8.1	-15.2	3.9
ОБ 2.1, 2.2.	5.3	-1.0	7.3	-12.4	-3.8	-14.2	-1.4	13.8	9.8	-36.9	5.1
Б-I-1	-0.6	-3.6	-0.5	16.2	8.5	2.0	43.9	9.4	-3.8	-	-1.3
Б-II-1	-5.7	-9.0	-4.7	-4.4	-5.1	-12.1	4.4	-0.9	-2.0	-	-5.1
C211	11.6	14.3	7.5	-1.4	-20.1	-8.9	3.9	9.2	12.9	-31.6	14.9
C311	0.2	3.2	-4.3	-10.1	-29.0	-18.1	-11.7	-2.4	1.5	-38.7	3.9
C411	-	8.9	1.5	-2.0	-22.2	-9.5	-4.1	-	6.8	-33.7	0.0
C511	-	-	2.1	-8.0	-28.3	-15.0	-13.5	-	-	-38.5	-
D211	13.4	25.1	7.7	2.7	-18.8	-4.1	11.6	-	-	-28.2	-
E211	-	14.8	6.6	-0.9	-19.5	-5.7	12.3	9.1	-	-29.3	-
V-01-10WB	9.1	6.2	9.4	28.1	27.2	13.2	129.0	25.5	5.0	13.4	8.1
V-01-10DB	-6.1	-8.5	-6.0	10.9	0.5	-2.1	99.8	-8.4	-9.5	-1.8	-6.9
V-01-13WB	-5.9	-26.5	-1.7	19.2	15.3	6.6	81.4	15.2	7.3	-5.4	-1.7
V-01-16WB	-10.9	-28.0	-6.5	16.5	19.7	6.5	67.1	-2.7	11.1	-10.5	-9.1
V-01-16DB	-9.8	-25.8	-5.2	11.8	10.1	1.9	62.2	-3.9	11.1	-13.9	-7.3

На основании данных, представленных в таблице 3, наибольшую сходимость результатов прогибов конструкций для эксплуатационной и предельной нагрузок имеют следующие методики, представленные ниже.

Серия 1:

- разработанная методика с применением диаграммы деформирования Г.В. Мурашкина [10] – не более 0,17%;
- разработанная методика с применением 3-хлинейной диаграммы деформирования по [16] – не более 3,67%;
- разработанная методика с применением диаграммы деформирования Н.И. Карпенко [5, 6] – не более 4,88%.

Серия 2:

- разработанная методика с применением диаграммы деформирования Г.В. Мурашкина [10] – не более 1,48%;
- разработанная методика с применением диаграммы деформирования А.С. Залесова [4] – не более 1,77%;
- разработанная методика с применением диаграммы деформирования Н.И. Карпенко [5, 6] – не более 5,24%.

Серия 3:

- разработанная методика с применением диаграммы деформирования А.С. Залесова [4] – не более 3,2%;
- разработанная методика с применением диаграммы деформирования Г.В. Мурашкина [10] – не более 3,51%;
- разработанная методика с применением 3-хлинейной диаграммы деформирования по [16] – не более 4,98%.

Серия 4:

- разработанная методика с применением диаграммы деформирования Г.В. Мурашкина [10] – не более 6,92%;

- разработанная методика с применением 3-хлинейной диаграммы деформирования по [16] – не более 7,51%,
- разработанная методика с применением диаграммы деформирования Н.И. Карпенко [5, 6] – не более 8,62%.

Серия 5:

- разработанная методика с применением диаграммы деформирования Г.В. Мурашкина [10] – не более 4,03%;
- разработанная методика с применением 3-хлинейной диаграммы деформирования по [16] – не более 4,27%;
- разработанная методика с применением 2-хлинейной диаграммы деформирования по [16] – не более 5,62%.

Серия 6:

- разработанная методика с применением диаграммы деформирования Г.В. Мурашкина [10] – не более 0,86%;
- разработанная методика с применением диаграммы деформирования Н.И. Карпенко [5, 6] – не более 1,77%;
- разработанная методика с применением 2-хлинейной диаграммы деформирования по [16] – не более 3,75%.

Методики действующих нормативных документов [12, 16] имеют завышенные результаты (до 40%) для серий из бетонов обычной прочности (NSC) и нестабильные (завышенные (до 35%) или заниженные (до 25%)) для серий из высокопрочного бетона (HPC).

В результате проведенных исследований можно сделать вывод, что криволинейные диаграммы деформирования бетона наиболее полно учитывают напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных конструкций, в отличие от линейного расчета или стандартных методик расчета. Использование разработанного алгоритма расчета общего прогиба и использование криволинейных диаграмм деформирования бетона позволяют наиболее точно оценивать прогибы изгибаемых железобетонных элементов не только для бетонов обычной прочности (NSC), но и для высокопрочных бетонов (HSC) и бетонов сверхвысокой прочности (HPC).

Включив в криволинейную диаграмму деформирования бетона параметры, отражающие свойства бетона, зависящие от времени, получаем методику, способную отразить напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента в любой момент времени, и, более того, возможность прогнозирования его работы.

Учет ползучести в рамках теории упруго-ползучего тела в диаграмме деформирования Г.В. Мурашкина [10] удобен, используя наследственную функцию влияния второго рода в виде, полученном С.В. Александровским [1]. Предложенная С.В. Александровским запись (22) разделяет доли упругих и пластических деформаций. Переписывая уравнение диаграммы Г.В. Мурашкина, где упругие деформации представлены в виде разности полных и пластических деформаций, в виде (23) получаем (24).

$$\frac{\sigma(t)}{E(t)} = \varepsilon(t) - \int_{\tau_1}^t \varepsilon(t) \cdot R(t, \tau) d\tau . \quad (22)$$

$$\varepsilon_{bp1}(\varepsilon_b, t) = \int_{t_1}^t \varepsilon_b \cdot R(t) dt . \quad (23)$$

$$\sigma_{2b}(\varepsilon_b, t) = ac \cdot (\varepsilon_b - \varepsilon_{bp1}(\varepsilon_b, t))^{bc} \cdot \exp\left[\frac{bc \cdot (\varepsilon_b - \varepsilon_{bp1}(\varepsilon_b, t))}{p}\right] . \quad (24)$$

Вид семейства кривых, полученных с использованием зависимости (24), представлен на рисунке 12.

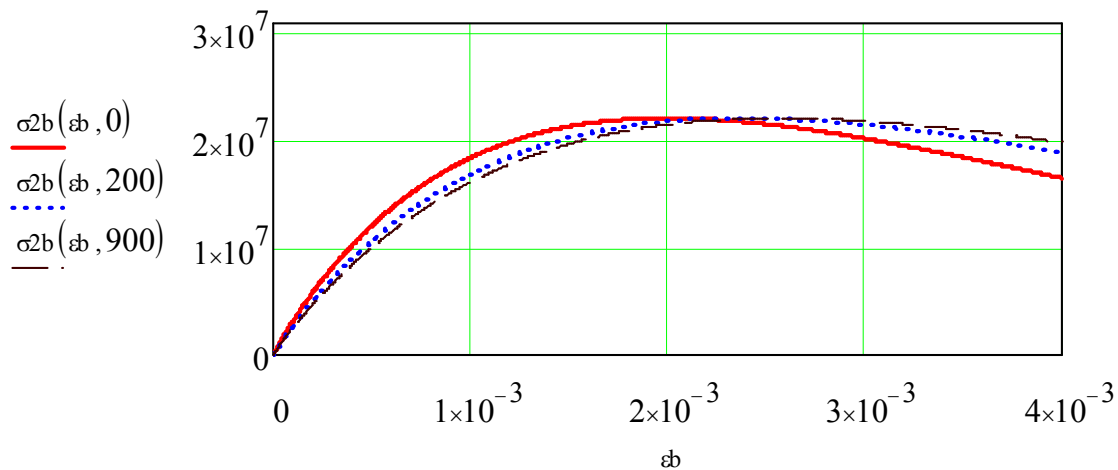


Рисунок 12 – Диаграммы деформирования бетона при сжатии в момент времени 0, 200 и 900 суток

Описанная методика расчета общего прогиба с использованием криволинейных диаграмм деформирования бетона подтверждена проведенными экспериментами, в том числе и для высокопрочных бетонов (HSC) и бетонов сверхвысокой прочности (HPC), и может быть рекомендована для использования в нормативной литературе.

Для оценки достоверности результатов, получаемых с учетом ползучести бетона, в связи с отсутствием достаточных опытных данных по высокопрочным бетонам, предполагаются проведения эксперимента.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Александровский, С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести [Текст] / С.В. Александровский. – М.: Стройиздат, 1972.
2. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, Колчунов В.И. М.: АСВ, 2004. – С. 432.
3. Бондаренко, В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона [Текст] / В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1982. – С. 287.
4. Залесов, А.С. Расчет прочности железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях по новым нормативным документам [Текст] / А.С. Залесов, Т.А. Мухаметдиев, Е.А. Чистяков // Бетон и железобетон. – 2002. – №3. – С. 10-13.
5. Карпенко, Н.И. К построению обобщенной зависимости для диаграммы деформирования бетона [Текст] / Н.И. Карпенко // Строительные конструкции. – Минск, 1983.
6. Карпенко, Н.И. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры [Текст] / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухаметдиев, А.Н. Петров // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций: сборник научных трудов, под ред. С.М. Крылова, Т.А. Мухаметдиева. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1986. – С. 7-25.
7. Карпенко, Н.И. Метод расчета расстояния между трещинами в изгибаемых железобетонных элементах [Текст] / Н.И. Карпенко, Е.В. Горшенина // Бетон и железобетон. – 2006. – №5. – С. 13-15.
8. Кольнер, В.М. Сцепление арматуры с бетоном и прочность заделки арматуры периодического профиля [Текст] / В.М. Кольнер // Бетон и железобетон. – 1965. – №11. – С. 25-27.
9. Молодченко, Г.А. Исследование процесса трещинообразования в железобетоне при растяжении / [Текст] / Г.А. Молодченко // Строительные конструкции, вып. XIX. – Киев, Будивельник, 1972. – С. 80-84.
10. Мурашкин, Г.В. Моделирование диаграмм деформирования бетона [Текст] / Г.В. Мурашкин, В.Г. Мурашкин // Известия ОрелГТУ. Серия: Строительство и транспорт. – Орел: ОрелГТУ. – 2007. – №2-14. – С. 86-88.
11. Пособие к СНиП 2.03.01-84*. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры [Текст]. – М., 1984.
12. Пособие к СП 52-101-2003. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры [Текст]. – М., 2005. – 217 с.
13. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. – М., 1984. – 157 с.
14. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. – Минск, 2003. – 140 с.

15. Смоляго, Г.А. К вопросу о предельной растяжимости бетона [Текст] / Г.А. Смоляго // Бетон и железобетон. – 2002. – №6. – С. 6-9.
16. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры [Текст] / Госстрой России. – М.: ГУП НИИЖБ, ФГУП ЦПП, 2005. – 54 с.
17. ACI 318M-08. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. – 2008. – 479 p.
18. ABNT NBR 6118 – 2003. Norma Brasileira. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (Design of structural concrete - Procedure). Rio de Janeiro, 2004. – 221 p.
19. AS 3600-2001. Australian Standard. Concrete Structures. Sydney, 2001. – 175 p.
20. CAN/CSA-A23.3-04. Design of Concrete Structures. Ontario, 2004. – 214 p.
21. Eurocode 2, prEN 1992-1 (Final draft). Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2001. – 54 p.
22. Gilbert R. Ian, «Control of Flexural Cracking in Reinforced Concrete» ACI Structural Journal, May-June 2008, pp. 301-307.
23. GB50010-2002. National Standard of the people's republic of China. Code of Design of Concrete Structures. Beijing, 2002. – 357 p.
24. JSCE-2007. Standard specifications for concrete structures. Design. – Tokyo, 2010. – 469 p.
25. IS-456-2000. Indian standard. Plain and Reinforced concrete – code of practice (Fourth Revision). New Delhi, 2000. – 100 p.
26. SNI-03-2847-2002. Standar Nasional Indonesia. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (Beta Version). Bandung, 2002. – 278 p.
27. TCXDVN-356-2005. Concrete and reinforced concrete structures. Design standard. 2005. – 177 p.
28. TS 500-2000 (ICS 91.080.40). Turkish Standard. Betonarme yapıların tasarımı ve yapım kuralları. Requirements for design and construction of reinforced concrete structures. Ankara, 2000. – 75 p.
29. Wang, P.T., Shah, S.P., and Naaman, A.E., «High-Strength Concrete in Ultimate Strength Design» Journal of the Structural Division, ASCE, V. 104, No. ST11, 1978, pp. 1761-1773.

Панфилов Денис Александрович

ГОУ ВПО «Самарский государственный архитектурно-строительный университет», г. Самара

Ассистент кафедры железобетонных и каменных конструкций

Тел.: +7 (846) 333-56-35, 8-909-343-19-86

E-mail: panda-w800i@yandex.ru

Мурашкин Василий Геннадьевич

ГОУ ВПО «Самарский государственный архитектурно-строительный университет», г. Самара

Доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций

Тел.: +7 (846) 333-56-35, 8-903-302-40-89

E-mail: svarog@yandex.ru

PANFILOV D.A., MURASHKIN V.G.

**IMPROVED METHOD OF CALCULATION DEFLECTIONS
FLEXURAL REINFORCED CONCRETE MEMBERS WITH DISCRETE
TREATMENT OF CRACKING, THE CASE OF CONVENTIONAL
AND HIGH-STRENGTH CONCRETE**

The paper presents an improved method of calculating overall bending deflections of reinforced concrete elements taking discrete cracking into account and the results of experimental studies of bending deflections of reinforced concrete elements made of conventional and high-strength concretes. Comparison of calculation results using the methods of existing national and international concrete codes is made. Suggestions on taking creep of concrete into account are submitted.

Keywords: deflection, strain diagram of concrete, flexural elements.

BIBLIOGRAPHY

1. Aleksandrovskij, S.V. Raschet betonnyh i zhelezobetonnyh konstrukcij na izmeneniya temperatury i vlazhnosti s uchetom polzuchesti [Tekst] / S.V. Aleksandrovskij. – М.: Strojizdat, 1972.
2. Bondarenko, V.M. Raschetnye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona [Tekst] / V.M. Bondarenko, Kolchunov V.I. М.: ASV, 2004. – S. 432.

3. Bondarenko, V.M. Inzhenernye metody nelineynoy teorii zhelezobetona [Tekst] / V.M. Bondarenko, S.V. Bondarenko. – M.: Strojizdat, 1982. – S. 287.
4. Zalesov, A.S. Raschet prochnosti zhelezobetonnykh konstruktsiy pri razlichnykh silovykh vozdeystviyakh po novym normativnym dokumentam [Tekst] / A.S. Zalesov, T.A. Muhametdiev, E.A. Chistjakov // Beton i zhelezobeton. – 2002. – №3. – S. 10-13.
5. Karpenko, N.I. K postroeniju obobwennoy zavisimosti dlja diagrammy deformirovaniya betona [Tekst] / N.I. Karpenko // Stroitel'nye konstrukcii. – Minsk, 1983.
6. Karpenko, N.I. Ishodnye i transformirovannye diagrammy deformirovaniya betona i armatury [Tekst] / N.I. Karpenko, T.A. Muhametdiev, A.N. Petrov // Naprjazhenno-deformirovannoe sostojanie betonnykh i zhelezobetonnykh konstruktsiy: sbornik nauchnykh trudov, pod red. S.M. Krylova, T.A. Muhametdieva. – M.: NIIZhB Gosstroja SSSR, 1986. – S. 7-25.
7. Karpenko, N.I. Metod rascheta rasstojaniya mezhdru trewinami v izgibaemykh zhelezobetonnykh jelementov [Tekst] / N.I. Karpenko, E.V. Gorshenina // Beton i zhelezobeton. – 2006. – №5. – S. 13-15.
8. Kol'ner, V.M. Sceptlenie armatury s betonom i prochnost' zadelki armatury periodicheskogo profilja [Tekst] / V.M. Kol'ner // Beton i zhelezobeton. – 1965. – №11. – S. 25-27.
9. Molodchenko, G.A. Issledovanie processa trewinoobrazovaniya v zhelezobetone pri rastjazhenii [Tekst] / G.A. Molodchenko // Stroitel'nye konstrukcii, vyp. XIX. – Kiev, Budivel'nik, 1972. – S. 80-84.
10. Murashkin, G.V. Modelirovanie diagramm deformirovaniya betona [Tekst] / G.V. Murashkin, V.G. Murashkin // Izvestija OrelGTU. Serija: Stroitel'stvo i transport. – Orel: OrelGTU. – 2007. – №2-14. – S. 86-88.
11. Posobie k SNiP 2.03.01-84*. Posobie po proektirovaniju betonnykh i zhelezobetonnykh konstruktsiy iz tjazhelykh i legkiy betonov bez predvaritel'nogo naprjazhenija armatury [Tekst]. – M., 1984.
12. Posobie k SP 52-101-2003. Posobie po proektirovaniju betonnykh i zhelezobetonnykh konstruktsiy iz tjazhelogo betona bez predvaritel'nogo naprjazhenija armatury [Tekst]. – M., 2005. – 217 s.
13. SNiP 2.03.01-84*. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii [Tekst]. – M., 1984. – 157 s.
14. SNB 5.03.01-02. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii [Tekst]. – Minsk, 2003. – 140 s.
15. Smoljago, G.A. K voprosu o predel'noj rastjazhimosti betona [Tekst] / G.A. Smoljago // Beton i zhelezobeton. – 2002. – №6. – S. 6-9.
16. SP 52-101-2003. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii bez predvaritel'nogo naprjazhenija armatury [Tekst] / Gosstroj Rossii. – M.: GUP NIIZhB, FGUP CPP, 2005. – 54 s.
17. ACI 318M-08. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. – 2008. – 479 p.
18. ABNT NBR 6118 – 2003. Norma Brasileira. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (Design of structural concrete - Procedure). Rio de Janeiro, 2004. – 221 p.
19. AS 3600-2001. Australian Standard. Concrete Structures. Sydney, 2001. – 175 p.
20. CAN/CSA-A23.3-04. Design of Concrete Structures. Ontario, 2004. – 214 p.
21. Eurocode 2, prEN 1992-1 (Final draft). Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2001. – 54 p.
22. Gilbert R. Ian, «Control of Flexural Cracking in Reinforced Concrete» ACI Structural Journal, May-June 2008, pp. 301-307.
23. GB50010-2002. National Standard of the people's republic of China. Code of Design of Concrete Structures. Beijing, 2002. – 357 p.
24. JSCE-2007. Standard specifications for concrete structures. Design. – Tokyo, 2010. – 469 p.
25. IS-456-2000. Indian standard. Plain and Reinforced concrete – code of practice (Fourth Revision). New Delhi, 2000. – 100 p.
26. SNI-03-2847-2002. Standar Nasional Indonesia. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (Beta Version). Bandung, 2002. – 278 p.
27. TCXDVN-356-2005. Concrete and reinforced concrete structures. Design standard. 2005. – 177 p.
28. TS 500-2000 (ICS 91.080.40). Turkish Standard. Betonarme yapilarin tasarim ve yapim kurallari. Requirements for design and construction of reinforced concrete structures. Ankara, 2000. – 75 p.
29. Wang, P.T., Shah, S.P., and Naaman, A.E., «High-Strength Concrete in Ultimate Strength Design» Journal of the Structural Division, ASCE, V. 104, No. ST11, 1978, pp. 1761-1773.

Panfilov Denis Aleksandrovich

Samara state university of architecture and civil engineering, Samara
Assistant of the chair of reinforced concrete and masonry structures
Ph.: +7 (846) 333-56-35
E-mail: panda-w800i@yandex.ru

Murashkin Vasily Gennadievich

Samara state university of architecture and civil engineering, Samara
State university of architecture and civil engineering
Ph.: +7 (846) 333-56-35
E-mail: svarog@yandex.ru

ТУРКОВ А.В., МАРФИН К.В.

ТОЧНОСТЬ РЕЗУЛЬТАТОВ ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ КВАДРАТНЫХ СОСТАВНЫХ ИЗОТРОПНЫХ ПЛАСТИН НА ПОДАТЛИВЫХ СВЯЗЯХ ПРИ РАЗЛИЧНОМ КОЛИЧЕСТВЕ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Рассматривается изотропная составная пластинка на податливых связях, разбитая на разное количество конечных элементов. Показано, что коэффициент K , зависящий от основной частоты свободных поперечных колебаний ω двухслойных изотропных квадратных пластин в ненагруженном состоянии и их максимальных прогибов W_0 при действии равномерно распределенной нагрузки в зависимости от граничных условий слоев и жесткости связей сдвига, практически не зависит от количества конечных элементов. Построены кривые «Прогиб – жесткость связей сдвига», «Частота поперечных колебаний – жесткость связей сдвига» и «Коэффициент K – жесткость связей сдвига» для квадратной пластины с разным числом конечных элементов. Погрешность при увеличении количества конечных элементов существенно не уменьшается. Наибольшая погрешность при определении коэффициента K составила при шарнирном опирании пластины по контуру – 1,58%, при защемлении пластины по контуру – 1,78%.

Ключевые слова: составная пластина, связи сдвига, поперечные связи, частота собственных колебаний, максимальный прогиб.

Проектирование современных зданий и сооружений неразрывно связано с численными расчетами прочности, жесткости и устойчивости конструкций, находящихся под действием статических и динамических нагрузок. Расчетные схемы отдельных конструкций представлены в виде составных пластинок с различными граничными условиями, исследования которых наиболее полно отражены в [1]. При решении поставленных задач методом конечных элементов часто встает вопрос о точности получаемых результатов, которая зависит от количества конечных элементов, на которое разбивается пластинка. Кроме того, количество конечных пластинчатых элементов конструкции часто диктуется проблемой лучшей аппроксимации очертания пластины.

Существует фундаментальная зависимость профессора В.И. Коробко [2]:

$$W_0 \cdot \omega^2 = K \frac{q}{t}, \quad (1)$$

связывающая частоту собственных поперечных колебаний пластины ω с распределенной массой t и максимальным прогибом W_0 при действии равномерно распределенной нагрузки q . При исследовании численными методами квадратных изотропных пластин составного сечения на податливых связях возникает вопрос о точности расчетов, причем критерием точности является коэффициент K , аналитическое значение которого для квадратных пластин составляет $K = 1,582$.

В работе [3] нами были исследованы методом конечных элементов составные квадратные пластины на податливых связях размером 1000×1000 мм с сеткой конечных элементов каждого слоя 50×50 мм, что соответствует общему количеству конечных элементов 400 (20×20). По результатам исследований выявлено, что точность определения коэффициента K находится в пределах 3,05% от аналитического. В данной работе сравниваются результаты исследований квадратных составных пластин размером 1000×1000 мм с разбиением на 400 КЭ (сетка 20×20), 1600 КЭ (сетка 40×40) и 6400 КЭ (сетка 80×80) для оценки точности численных расчетов.

При проведении исследований принят ряд ограничений, сужающих круг рассматриваемых в работе задач: пластинки выполнены из изотропного материала; толщина и изгибная (цилиндрическая) жесткость пластинок постоянны.

В качестве расчетной конструкции была принята составная квадратная пластина со сторонами $a \times b = 1000 \times 1000$ мм (рис. 1). Оба слоя разбивались на конечные элементы в количестве 400, 1600 и 6400. Кроме связей сдвига пластинки соединены поперечными связями, препятствующими удалению или сближению слоев относительно друг друга. Поперечные связи и связи сдвига вводились в узлы конструкции (рис. 2). Было рассмотрено два условия закрепления пластин по контуру – шарнирное опирание и жесткое защемление (рис. 3); опоры по контуру плиты располагались в узлах конечных элементов слоев, при этом их граничные условия были одинаковыми.

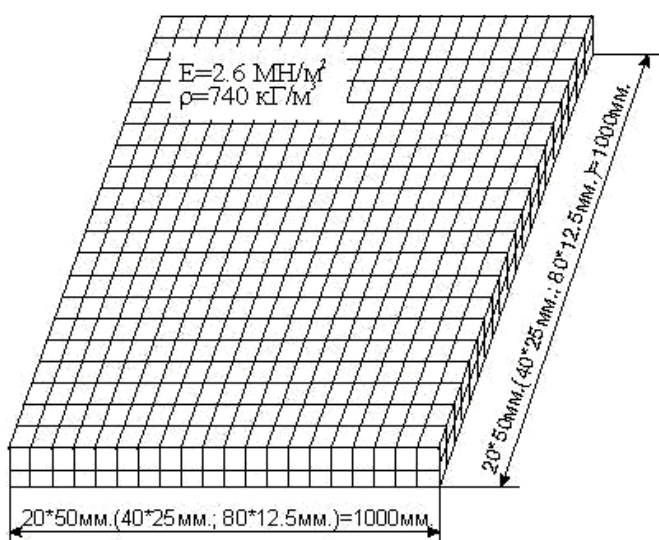


Рисунок 1 – Разбивка составных квадратных пластин на разное число конечных элементов

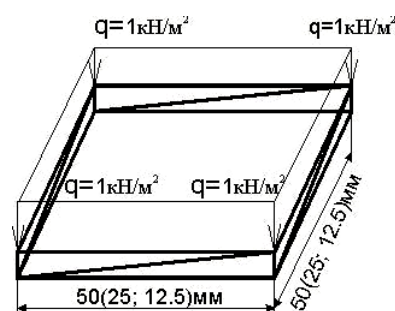


Рисунок 2 – Четырехугольные конечные элементы пластины с поперечными связями и связями сдвига

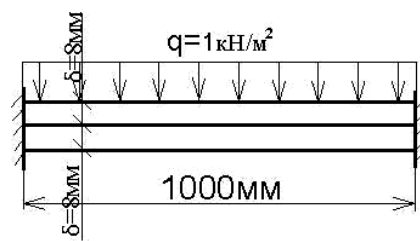
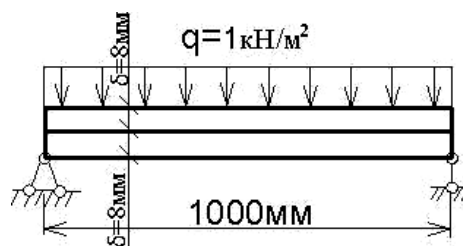


Рисунок 3 – Расчетные схемы шарнирно опертой и защемленной по контуру составной квадратной пластины

Слои составной пластинки приняты постоянной толщины $\delta = 8$ мм из древесно-стружечной плиты. Все характеристики слоев взяты из паспорта изделия: толщина $\delta = 8$ мм, средняя плотность $\rho = 7,4$ кН/м³, модуль упругости при изгибе $E = 260000$ МПа. Жесткость поперечных связей принималась соответствующей стальному нагелю диаметром 2 мм и при исследованиях оставалась постоянной (составляет $EA_{пс} = 647,2$ кН). Жесткость связей сдвига $EA_{сс}$ для всех пластин изменялась в пределах от 10^6 до 10^9 кН. Для динамического расчета массы в узлах собирались в соответствии с объемным весом материала пластин и грузовой площадью узла. При статическом расчете к верхнему слою прикладывалась равномерно распределенная нагрузка интенсивностью 1 кН/м². Исследования проводились методом конечных элементов. Расстояние между слоями принималось равным расстоянию между их срединными поверхностями.

Таблица 1 – Результаты численных исследований оставной квадратной пластины размером $a \times b = 1000 \times 1000$ мм, шарнирно опертой по контуру

№п/п	lgE _{сст}	Круговая частота основного тона, ω (с ⁻¹), при сетке разбиения:					Максимальный прогиб, W ₀ (мм), при сетке разбиения:					K = W ₀ · ω^2 / (q/m), при сетке разбиения:	K _{шарнир}	Отклонение K от K _{шарнир} (%), при сетке разбиения:		
		20×20	40×40	80×80	160×160	320×320	20×20	40×40	80×80	160×160	320×320			20×20	40×40	80×80
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		
1	-6	89,66566	89,59647	89,57919	16,6282	16,65353	16,65987	1,58288	1,58285	1,58284		0,05591	0,05374	0,05323		
2	-5	89,66566	89,59647	89,57919	16,6282	16,65353	16,65987	1,58288	1,58285	1,58284		0,05591	0,05374	0,05323		
3	0	89,67251	89,64578	89,85115	16,6256	16,63486	16,55726	1,58288	1,58282	1,58266		0,05555	0,05161	0,04168		
4	1	89,7342	90,08585	92,1892	16,60232	16,46965	15,71244	1,58284	1,58252	1,58109		0,05297	0,03288	-0,05779		
5	2	90,34669	94,15061	108,8649	16,37371	15,18586	11,19115	1,58243	1,59381	1,57037		0,02690	0,74671	-0,73510		
6	3	96,06995	118,6968	163,8908	14,44646	9,382638	4,909575	1,57866	1,56515	1,56137		-0,21120	-1,06540	-1,30429		
7	3,3	101,711	133,9673	187,6151	12,85967	7,340593	3,77149	1,57513	1,55984	1,57181		-0,43404	-1,40067	-0,64408		
8	3,7	115,4829	160,4815	216,9951	9,928076	5,117327	2,851189	1,56766	1,56043	1,58956		-0,90638	-1,36334	0,47802		
9	3,9	126,1609	176,2409	229,0127	8,295525	4,258339	2,57091	1,56331	1,56605	1,59646		-1,18141	-1,00828	0,91396		
10	4	132,1401	183,9248	233,8067	7,55314	3,919406	2,470369	1,56152	1,56983	1,59892		-1,29435	-0,76930	1,06970		
11	4,3	154,006	206,96	245,1452	5,552847	3,122296	2,253938	1,55935	1,58343	1,60376	1,582	-1,43194	0,09033	1,37573		
12	4,7	186,9285	231,099	253,6887	3,7908	2,526556	2,107832	1,56832	1,59763	1,60616		-0,86497	0,98812	1,52745		
13	4,9	202,9561	239,7273	256,2006	3,232847	2,323976	2,067266	1,57667	1,58131	1,60660		-0,33685	-0,04331	1,55513		
14	5	209,8751	242,9886	257,0963	3,031048	2,293101	2,05304	1,58076	1,60305	1,60672		-0,07829	1,33050	1,56271		
15	5,3	227,5594	250,3134	259,0234	2,5962	2,164091	2,022838	1,59177	1,60544	1,60691		0,61736	1,48198	1,57441		
16	5,7	242,017	255,4545	260,3248	2,307794	2,0793	2,002739	1,60044	1,60656	1,60697		1,16587	1,52224	1,57824		
17	5,9	246,3395	256,8811	260,6812	2,230809	2,056535	1,997273	1,60281	1,60676	1,60697		1,31546	1,56536	1,57857		
18	6	247,8639	257,3747	260,8042	2,204549	2,04873	1,995391	1,60361	1,60682	1,60697		1,36582	1,56911	1,57864		
19	7	253,7738	259,252	261,27	2,106811	2,019378	1,988278	1,60646	1,60699	1,60697		1,54636	1,57973	1,57841		
20	8	254,4075	259,4508	261,319	2,096695	2,016301	1,98753	1,60674	1,60700	1,60697		1,56412	1,58056	1,57829		
21	9	254,4714	259,4708	261,324	2,095679	2,015991	1,987455	1,60677	1,60701	1,60697		1,56591	1,58060	1,57834		

Расчет выполнялся в программном комплексе SCAD. В результате расчета определялся максимальный прогиб и частота основного тона поперечных колебаний. Результаты расчета и сравнения шарнирно опертой пластины с различным числом конечных элементов приведены в таблице 1. По данным таблицы 1 построены графики изменения прогибов и частот колебаний и коэффициента K в зависимости от жесткости связей сдвига $EA_{сдв}$ и сетке разбиения (рис. 4, 5).

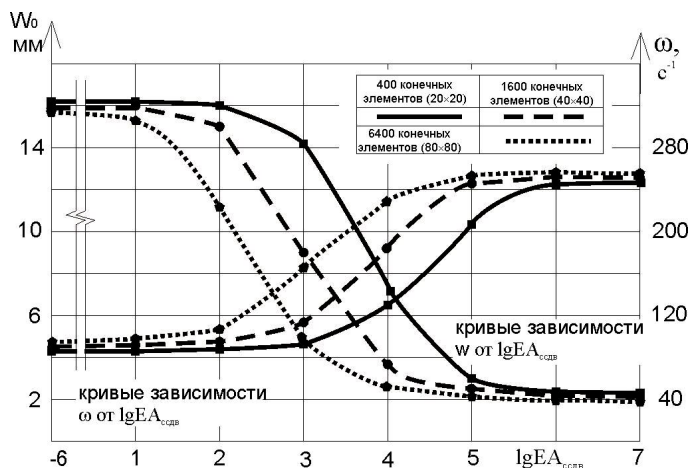


Рисунок 4 – Изменение частот собственных колебаний и прогибов в зависимости от жесткости связей сдвига и количества конечных элементов при шарнирном опирании по контуру

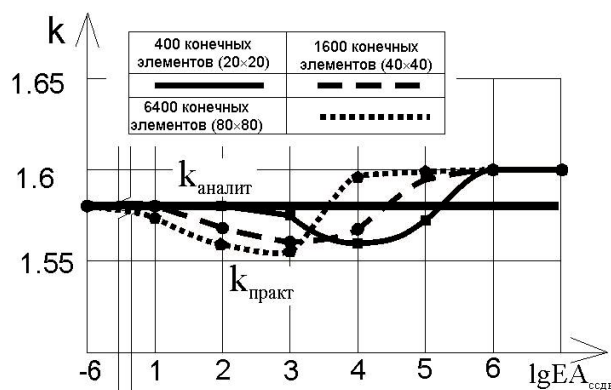


Рисунок 5 – Изменение коэффициента k в зависимости от жесткости связей сдвига и количества конечных элементов при шарнирном опирании по контуру

Результаты расчета жестко защемленной по контуру пластины приведены в таблице 2. По данным таблицы 2 построены графики изменения прогибов и частот колебаний и коэффициента k в зависимости от жесткости связей сдвига $EA_{сдв}$ (рис. 6 и 7).

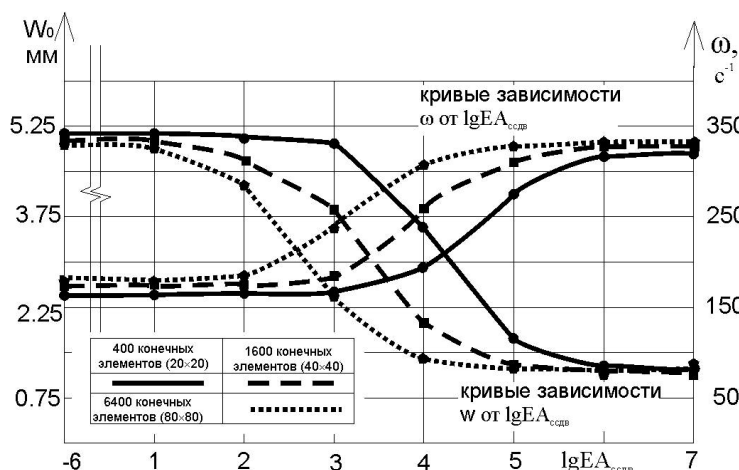


Рисунок 6 – Изменение частот собственных колебаний и прогибов в зависимости от жесткости связей сдвига и количества конечных элементов при жестком защемлении по контуру

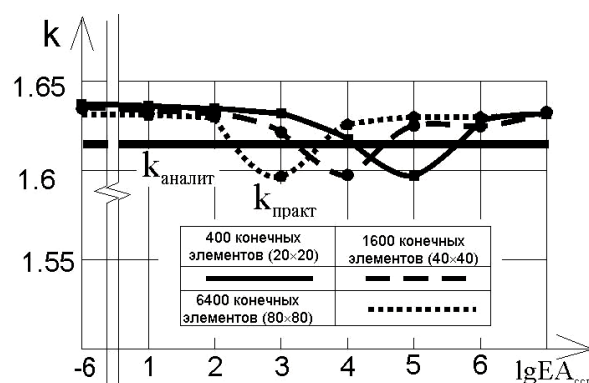


Рисунок 7 – Изменение коэффициента k в зависимости от жесткости связей сдвига и количества конечных элементов при жестком защемлении по контуру

Анализ данных показывает, что независимо от жесткости шва в составе пластин фундаментальная зависимость (1) выполняется, а количество разбиений незначительно влияет на точность расчета.

Таблица 2 – Результаты численных исследований составной квадратной пластины размером $a \times b = 1000 \times 1000$ мм, жестко защемленной по контуру

№п/п	lgE _{Асст} в	Круговая частота основного тона, ω (с ⁻¹), при сетке разбиения:				Максимальный прогиб, W_0 (мм), при сетке разбиения:				$K = W_0 \cdot \omega^2 / (q/m)$, при сетке разбиения:				K _{аналит}	Отклонение K от K _{аналит} (%), при сетке разбиения:		
		20×20	40×40	80×80	160×160	20×20	40×40	80×80	160×160	20×20	40×40	80×80	160×160		20×20	40×40	80×80
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15			
1	-6	163,6421	163,3792	163,3157	5,168224	5,184553	5,188503	1,63864	1,63854	1,63851	1,63851	1,77878	1,77255	1,77094			
2	-5	163,6421	163,7792	163,3157	5,168224	5,184553	5,188503	1,63864	1,64657	1,63851	1,63851	1,77878	2,27150	1,77094			
3	0	163,6466	163,4121	163,4977	5,167923	5,182368	5,176411	1,63863	1,63851	1,63834	1,63834	1,77845	1,77064	1,76018			
4	1	163,6875	163,707	165,1104	5,165219	5,162824	5,071047	1,63859	1,63822	1,63681	1,63681	1,77605	1,75310	1,66520			
5	2	164,0945	166,5769	179,1467	5,138399	4,978198	4,274443	1,63820	1,63551	1,62423	1,62423	1,75171	1,58452	0,88416			
6	3	168,0135	189,2976	241,1858	4,890357	3,809309	2,314408	1,63448	1,61617	1,59402	1,59402	1,52073	0,38348	-0,99224			
7	3,3	172,0728	206,6624	265,969	4,651646	3,173573	1,906988	1,63073	1,60481	1,59721	1,59721	1,28775	-0,32247	-0,79448			
8	3,7	182,728	237,3603	292,9444	4,101556	2,389993	1,58559	1,62148	1,59428	1,61106	1,61106	0,71280	-0,97642	0,06613			
9	3,9	191,6204	254,3928	302,9296	3,713715	2,080889	1,48949	1,61452	1,59445	1,61835	1,61835	0,28082	-0,96599	0,51869			
10	4	196,8023	262,2531	306,765	3,512703	1,959973	1,455251	1,61084	1,59604	1,62144	1,62144	0,05242	-0,86724	0,71064			
11	4,3	216,7181	284,1191	315,4789	2,876708	1,679621	1,382245	1,59970	1,60533	1,62884	1,62884	-0,63991	-0,29017	1,16994			
12	4,7	248,6947	304,6307	321,6219	2,176008	1,474155	1,334348	1,59347	1,61973	1,63423	1,63423	-1,02640	0,60425	1,50470			
13	4,9	264,9714	311,4409	323,3112	1,920416	1,415327	1,321636	1,59641	1,62540	1,63571	1,63571	-0,84397	0,95641	1,59660			
14	5	272,1675	313,9433	323,8921	1,823195	1,394701	1,317307	1,59903	1,62755	1,63621	1,63621	-0,68120	1,09027	1,62804			
15	5,3	291,1892	319,3983	325,086	1,603297	1,351419	1,308475	1,60959	1,63233	1,63724	1,63724	-0,02525	1,38671	1,69223			
16	5,7	307,7181	323,044	325,8273	1,447025	1,323677	1,303031	1,62231	1,63552	1,63788	1,63788	0,76459	1,58538	1,73152			
17	5,9	312,9154	324,0146	326,0165	1,4032	1,316437	1,301647	1,62677	1,63637	1,63804	1,63804	1,04138	1,63776	1,74152			
18	6	314,786	324,3447	326,0799	1,387966	1,313988	1,301183	1,62840	1,63665	1,63809	1,63809	1,14292	1,65549	1,74481			
19	7	322,2877	325,5658	326,3104	1,329471	1,304983	1,299499	1,63500	1,63770	1,63829	1,63829	1,55286	1,72044	1,75684			
20	8	323,1239	325,6912	326,3336	1,323189	1,304063	1,299329	1,63573	1,63781	1,63830	1,63830	1,59817	1,72705	1,75800			
21	9	323,2087	325,7037	326,336	1,322555	1,303971	1,299312	1,63580	1,63782	1,63831	1,63831	1,60279	1,72768	1,75816			

Заключение

В результате численных исследований составных изотропных пластин на податливых связях было доказано, что число разбиений квадратной пластины не влияет на точность определения максимального прогиба W_0 от действия равномерно распределенной нагрузки q и основной частоты колебаний в ненагруженном состоянии ω , а следовательно и коэффициента k , находящегося в фундаментальной зависимости (1). Расхождение для квадратных пластин составило от 1,58% (при шарнирном опирании пластины по контуру) до 1,78% (при жестком опирании).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ржаницын, А.Р. Составные стержни и пластинки [Текст] / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.
2. Коробко, В.И. Об одной «замечательной» закономерности в теории упругих пластинок [Текст] / В.И. Коробко // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1989. – №11. – С. 32-36.
3. Турков, А.В. Прогибы и частоты собственных колебаний составных квадратных изотропных пластин с различными граничными условиями при изменении жесткости связей сдвига [Текст] / А.В. Турков, К.В. Марфин // Строительство и реконструкция. – Орел: ФГБОУ ВПО «Государственный университет – УНПК». – 2011. – №4. – С. 38-42.

Турков Андрей Викторович

ФГБОУ ВПО «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс», г. Орел
Доктор технических наук, профессор кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-49

Марфин Кирилл Васильевич

ФГБОУ ВПО «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс», г. Орел
Инженер
Тел.: +7 (4862) 73-43-49
E-mail: oantc@mail.ru

TURKOV A.V., MARFIN K.V.

DEFLECTION AND NATURAL FREQUENCY COMPOSITE SQUARE ISOTROPIC PLATES WITH VARIOUS BOUNDARY CONDITIONS FOR CHANGE STIFFNESS SHEAR

We consider the isotropic component of the plate on the compliant links, broken down into different units Number of finite elements. It is shown that the coefficient K , which depends on the fundamental frequency of free oscillations of transverse isotropic ω bilayer square plates in the unloaded state and of the maximal deflection W_0 under the action of a uniformly distributed load, depending on the boundary conditions and stiffness layers shift is practically independent of number of finite elements. Curves «Deflection – displacement stiffness relations», «The frequency of transverse vibrations – stiffness relationship shift» and «K-Factor – stiffness relationship shift» for a square plate with a different number of finite elements. Error as the number of finite elements does not significantly decrease. Shai-greatest error in the determination of the coefficient K was at hinged support plate along the contour – 1,58%, while pinching the contour of the plate – 1,78%.

Keywords: composite plate, communications shift, cross-linking, the natural frequency of oscillation, the maximum deflection.

BIBLIOGRAPHY

1. Rzhanicyn, A.R. Sostavnye sterzhni i plastinki [Tekst] / A.R. Rzhanicyn. – M.: Strojizdat, 1986. – 316 s.
2. Korobko, V.I. Ob odnoj «zamechatel'noj» zakonomernosti v teorii uprugih plastinok [Tekst] / V.I. Korobko // Izv. vuzov. Stroitel'stvo i arhitektura. – 1989. – №11. – S. 32-36.
3. Turkov, A.V. Progiby i chastoty sobstvennyh kolebanij sostavnyh kvadratnyh izotropnyh plastin s razlichnymi granichnymi uslovijami pri izmenenii zhestkosti svjazej sdviga [Tekst] / A.V. Turkov, K.V. Marfin // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – Orel: FGBOU VPO «Gosuniversitet – UNPK». – 2011. – №4. – S. 38-42.

Turkov Andrey Viktorovich

State university – educational-science-production complex, Orel

Doctor of technical science, professor of department «Construction structures and materials»

Ph.: +7 (4862) 73-43-49

Marfin Kirill Vasilevich

State university – educational-science-production complex, Orel

Engineer

Ph.: +7 (4862) 73-43-49

E-mail: oantc@mail.ru

ФЕДОСОВ С.В., МИЗОНОВ В.Е., ПОРОШИН Н.Р., ЕЛИН Н.Н.

ЯЧЕЕЧНАЯ МОДЕЛЬ НЕЛИНЕЙНОЙ ТЕПЛОПЕРЕДАЧИ ЧЕРЕЗ МНОГОСЛОЙНУЮ СТЕНКУ

Предложена нелинейная ячеечная математическая модель теплопередачи через многослойную стенку. Модель построена на универсальном вычислительном алгоритме, использующем математический аппарат теории цепей Маркова и позволяющем рассчитывать переходные и стационарные тепловые процессы в стенке с температурозависимыми свойствами слоев. Она составляет тепловую часть общей модели тепломассопереноса в ограждающих конструкциях зданий. Приведены примеры расчета эволюции распределения температуры в многослойной стенке, а также в стенке с теплопроводностью, зависящей от температуры.

Ключевые слова: многослойная стенка, ячеечная модель, теплопроводность, вектор температур, переходная матрица.

В настоящее время в большинстве развитых стран мира существуют технические и законодательные нормы, требующие строительства зданий с эффективным использованием энергии (ЗЭИЭ). Чаще всего данная цель достигается применением многослойных ограждающих конструкций зданий, в которых внешний слой выполнен из теплоизоляционного материала, имеющего низкую теплопроводность. На долю наружных стен жилых зданий приходится от 50% (малозэтажные здания) до 80% (угловые квартиры многоэтажных зданий) общих потерь теплоты через стены, окна, полы и чердаки. Прогнозирование теплового состояния многослойных ограждающих конструкций является актуальной научной и практической задачей. Применение классических методов аналитической теории теплопроводности далеко не всегда может удовлетворить потребности проектировщиков. Особенно это проявляется при решении сопряженных задач тепломассопереноса, когда теплофизические свойства не только отдельных слоев, но и внутри каждого слоя меняются и становятся температурозависимыми. Ниже предложена ячеечная модель нелинейной теплопередачи через плоскую многослойную стенку, хорошо зарекомендовавшая себя при моделировании тепловых процессов в строительной индустрии.

Построение линейных ячеечных моделей процессов переноса подробно описано в работах [1-3]. Вся толщину L многослойной стенки, в которой происходит одномерный процесс теплопроводности, разбивают на m ячеек длиной $\Delta x=L/m$. Все теплофизические свойства и параметры процесса считаются равномерно распределенными по каждой ячейке и могут быть представлены векторами-столбцами размером $m \times 1$. Например, вектор запасов теплоты в ячейках в некоторый момент времени имеет вид:

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \dots \\ Q_m \end{bmatrix}. \quad (1)$$

Состояние процесса рассматривается через малые промежутки времени $\Delta \tau$ и фиксируется в дискретные моменты времени $\tau_k=(k-1)\Delta \tau$, где k – номер временного перехода. Преобразование вектора состояния в течение перехода описывается рекуррентным матричным равенством:

$$\mathbf{Q}^{k+1} = P_Q \mathbf{Q}^k, \quad (2)$$

где P_Q – переходная матрица для теплоты, которая в общем случае имеет вид:

$$P_Q = \begin{bmatrix} p_{11} & p_{12} & 0 & \dots & 0 & 0 \\ p_{21} & p_{22} & p_{23} & \dots & 0 & 0 \\ 0 & p_{32} & p_{33} & \dots & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & p_{m-1,m-1} & p_{m-1,m} \\ 0 & 0 & 0 & \dots & p_{m,m-1} & p_{mm} \end{bmatrix}, \quad (3)$$

где p_{ij} – доли теплоты, переносимой из ячейки j в ячейку i в течение одного временного перехода, причем продолжительность перехода выбирается столько малой, чтобы в течение него теплота могла перейти только в соседние ячейки, но не далее.

В общем случае элементы любой переходной матрицы для аддитивного параметра состояния должны удовлетворять двум условиям:

$$\sum_{i=1}^m p_{ij} = 1, \quad (4)$$

$$0 \leq p_{ij} \leq 1. \quad (5)$$

При линейной теплопроводности, подчиняющейся закону Фурье, все элементы матрицы с $i \neq j$ имеют вид:

$$p_{ij} = d = \frac{\lambda}{c\rho} \frac{\Delta\tau}{\Delta x^2}, \quad (6)$$

где λ , c и ρ – коэффициент теплопроводности, теплоемкость и плотность материала соответственно. Элементы главной диагонали p_{ii} вычисляются вычитанием из единицы суммы всех остальных элементов в столбце.

Однако если теплофизические свойства материала меняются от ячейки к ячейке (например, в многослойной стенке), в построение матрицы P_Q вносится ряд особенностей, игнорирование которых приводит к принципиально ошибочной структуре модели. Рассмотрим эти особенности на примере многослойной стенки, показанной на рисунке 1, которую для начала будем считать теплоизолированной по краям.

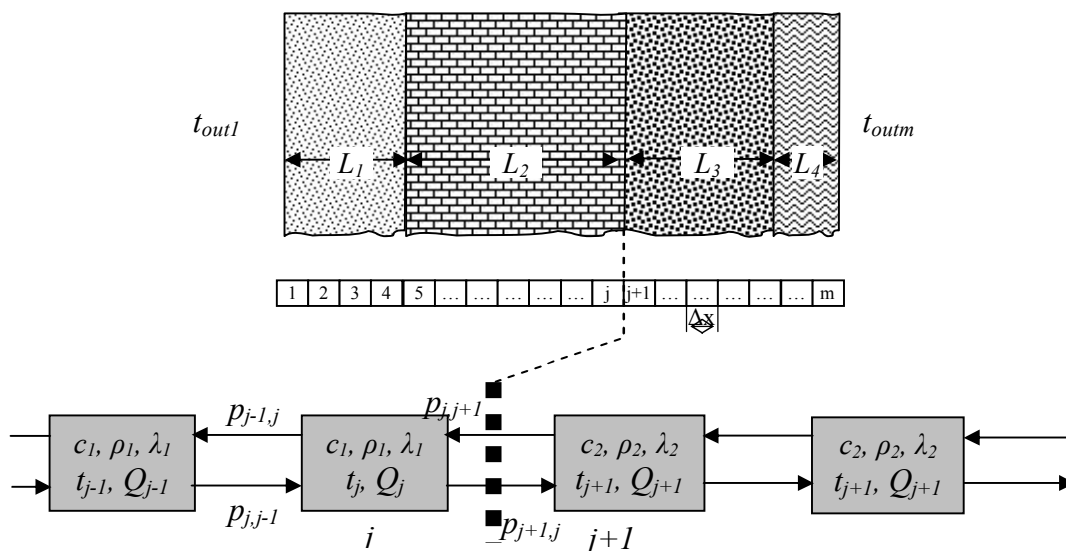


Рисунок 1 – К построению переходной матрицы при переменных теплофизических свойствах ячеек

Пусть при переходе от ячейки j к ячейке $j+1$ происходит скачкообразное изменение всех теплофизических свойств материала. В соответствии с законом Фурье полное количество теплоты, переданное путем теплопроводности от ячейки j к ячейке $j+1$ за время $\Delta\tau$, равно:

$$\Delta Q = -\lambda_j S \frac{t_{j+1} - t_j}{\Delta x} \Delta \tau = -\lambda_j S \frac{t_{j+1}}{\Delta x} \Delta \tau + \lambda_j S \frac{t_j}{\Delta x} \Delta \tau. \quad (7)$$

Выражая температуры через запасы теплоты в ячейках, получим:

$$\Delta Q = -\lambda_j \frac{Q_{j+1}}{c_{j+1} \rho_{j+1}} \frac{\Delta \tau}{\Delta x^2} + \lambda_j \frac{Q_j}{c_j \rho_j} \frac{\Delta \tau}{\Delta x^2}. \quad (8)$$

Это позволяет рассчитать изменение запаса теплоты в ячейке j на k -м временном переходе, вызванное переносом теплоты в ячейку $j+1$:

$$Q_j^{k+1} = Q_j^k - \Delta Q = \left(1 - \frac{\lambda_j}{c_j \rho_j} \frac{\Delta \tau}{\Delta x^2} \right) Q_j^k + \frac{\lambda_j}{c_{j+1} \rho_{j+1}} \frac{\Delta \tau}{\Delta x^2} Q_{j+1}^k \quad (9)$$

и записать соответствующие элементы в переходной матрице для теплоты:

$$P_Q = \begin{bmatrix} \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & 1 - \frac{\lambda_j}{c_j \rho_j} \frac{\Delta t}{\Delta x^2} & \frac{\lambda_j}{c_{j+1} \rho_{j+1}} \frac{\Delta t}{\Delta x^2} & \dots & \dots \\ \dots & \frac{\lambda_j}{c_j \rho_j} \frac{\Delta t}{\Delta x^2} & 1 - \left(\frac{\lambda_{j+1}}{c_{j+1} \rho_{j+1}} + \frac{\lambda_j}{c_{j+1} \rho_{j+1}} \right) & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \frac{\lambda_{j+1}}{c_{j+1} \rho_{j+1}} \frac{\Delta t}{\Delta x^2} & \dots & \dots \\ \dots & \dots & 0 & \dots & \dots \end{bmatrix}, \quad (10)$$

из чего с достаточной очевидностью следует правило построения всех ее элементов.

В этой матрице, как и в любой переходной матрице для некоторого аддитивного свойства, сумма элементов в каждом столбце равна единице. В работе [1] показано, что асимптотическое распределение, генерируемое переходной матрицей, будет равномерным, если сумма элементов в каждой строке равна единице. Здесь это условие в общем случае не выполняется. В теплоизолированной стенке асимптотически равномерное распределение устанавливается для температуры, а при одинаковой температуре запасы теплоты в ячейках при разных теплофизических свойствах будут разными. В той же работе [1] показано, что переходная матрица для температуры получается транспонированием переходной матрицы для теплоты. Естественно, что в ней сумма элементов в каждой строке будет равна единице, что даст асимптотически равномерное распределение, а сумма элементов в каждом столбце единице не равна, так как температура не является аддитивным свойством. Различие между этими матрицами исчезает, если все теплофизические свойства во всех ячейках одинаковы. В этом случае матрица конструируется из одинаковых величин d (6).

Если ориентироваться на переходную матрицу для теплоты P_Q и описываемый ей вектор Q , то вектор температур на каждом переходе может быть определен как:

$$T^k = Q^k ./ c ./ \rho, \quad (11)$$

где c и ρ – векторы теплоемкостей и плотностей, а оператор $./$ означает поэлементное деление векторов (здесь, как и выше, считается, что площадь поперечного сечения материала S равна единице).

Учет внешнего теплообмена выполняется в ячеечной модели следующим образом. Если заданы в общем случае переменные температуры окружающей среды с обоих краев стенки $t_{out1}(k)$ и $t_{out2}(k)$, то на k -м переходе первая и последняя ячейки получают теплоту в количестве:

$$\Delta Q_1^k = \alpha_1 S (t_{out1}(k) - t_1^k) \Delta \tau; \quad (12)$$

$$\Delta Q_m^k = \alpha_m S (t_{out2}(k) - t_m^k) \Delta \tau, \quad (13)$$

где α_1 и α_m – коэффициенты теплоотдачи.

Этот внешний приток теплоты в цепь ячеек можно представить в виде вектора:

$$\Delta Q_e^k = \begin{bmatrix} \Delta Q_1^k \\ 0 \\ \dots \\ 0 \\ \Delta Q_m^k \end{bmatrix}, \quad (14)$$

с помощью которого весь процесс может быть описан единым рекуррентным матричным равенством:

$$Q^{k+1} = P_Q(Q^k + \Delta Q_e^k). \quad (15)$$

На рисунке 2 показан пример расчета теплового состояния многослойной стенки с теплофизическими свойствами и размерами, приведенными в таблице 1.

Таблица 1 – Параметры слоев многослойной стенки в примере расчета

№ слоя	Материал слоя	Толщина слоя δ_i , мм	Число ячеек в слое	Теплопроводность λ_i , Вт/м·К	Плотность ρ_i , кг/м ³	Теплоемкость c_i , кДж/кг·К
1	Штукатурка	20	4	0,70	1600	0,84
2	Кирпич	250	50	0,81	1800	0,88
3	Минвата Rockwell	125	25	0,047	156	0,84
4	Декоративное покрытие	30	6	0,80	2850	0,88

Такая структура стенок (как в примере) встречается в исторических и культовых зданиях.

На рисунке 2, а приведено установившееся распределение температуры при $t_{outl} = -10^\circ\text{C}$ и $t_{outm} = +18^\circ\text{C}$. Коэффициент теплоотдачи с обеих сторон рассматриваемой стенки принят равным $5 \text{ Вт/м}^2\text{град}$. Естественно, что это распределение может быть получено из известных конечных соотношений для многослойной стенки. Более сложно, но также возможно аналитическое решение уравнения теплопроводности для переходного процесса с постоянными температурами окружающей среды, расчеты которого по ячейочной модели показаны на рисунке 2, б. Однако описанная ячейочная модель свободна от каких-либо ограничений на постоянство этих температур и теплофизических свойств слоев материала. Более того, она легко допускает переход к непрерывному распределению свойств по длине стенки. Для этого достаточно отождествить слой с ячейкой и задать распределение его свойств.

При расчете совмещенных процессов тепломассопереноса, а также при использовании материалов со специфическими свойствами часто оказывается, что параметры, определяющие теплопроводность, зависят от температуры, то есть задача становится нелинейной, а равенство (15) приобретает вид:

$$Q^{k+1} = P_Q(t^k)(Q^k + \Delta Q_e^k), \quad (16)$$

где матрица P_Q должна пересчитываться на каждом временном переходе в соответствии с текущим распределением температуры по той же расчетной схеме, которую предписывает формула (10). Если считать, что единственным температурозависимым параметром является коэффициент теплопроводности, то эта матрица может быть записана в виде:

$$P_Q^k = \begin{bmatrix} 1 - d(t_1^k) & d(t_1^k) & 0 & 0 & \dots \\ d(t_1^k) & 1 - d(t_1^k) - d(t_2^k) & d(t_2^k) & 0 & \dots \\ 0 & d(t_2^k) & 1 - d(t_2^k) - d(t_3^k) & d(t_3^k) & \dots \\ 0 & 0 & d(t_3^k) & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix}. \quad (17)$$

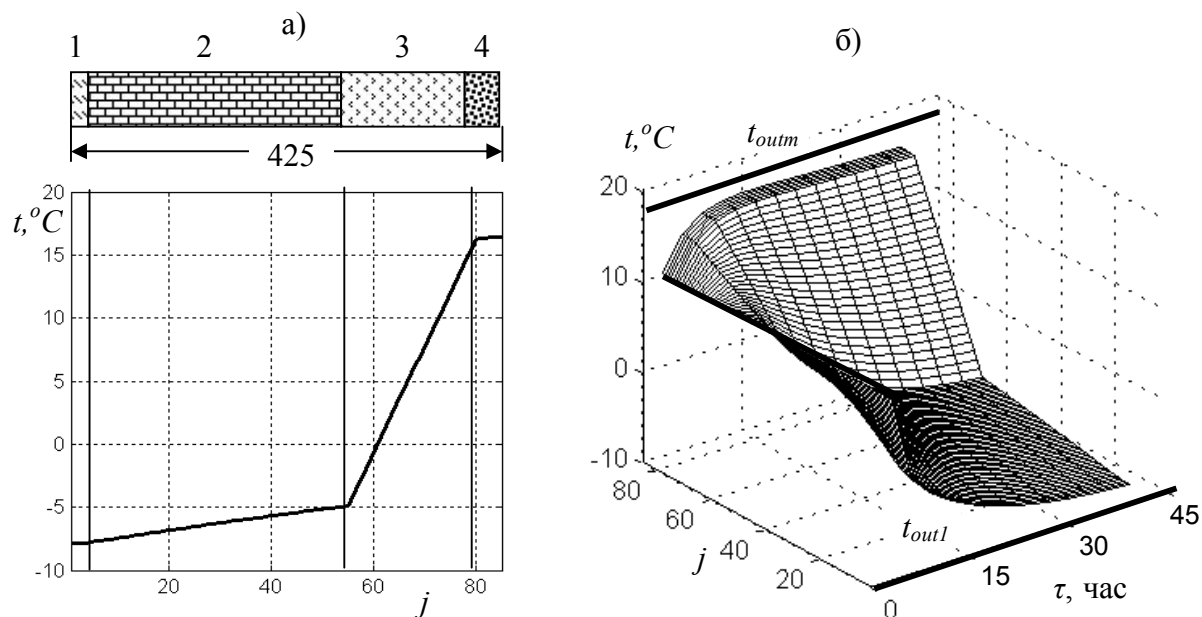


Рисунок 2 – Установившееся распределение температуры (а) и переходный процесс (б) в многослойной стенке

Пример расчета влияния нелинейной теплопроводности при краевых условиях первого рода с $t_l^k = -10^\circ\text{C} = \text{const}$ и $t_m^k = +25^\circ\text{C} = \text{const}$ для различных зависимостей $d(t)$ демонстрирует рисунок 3, где сами зависимости показаны в поле графика, а кривые на рисунке соответствуют установившимся распределениям температуры. При $d = \text{const}$ это распределение линейно, при d , возрастающем с температурой, оно становится выпуклым, а при убывающем – вогнутым.

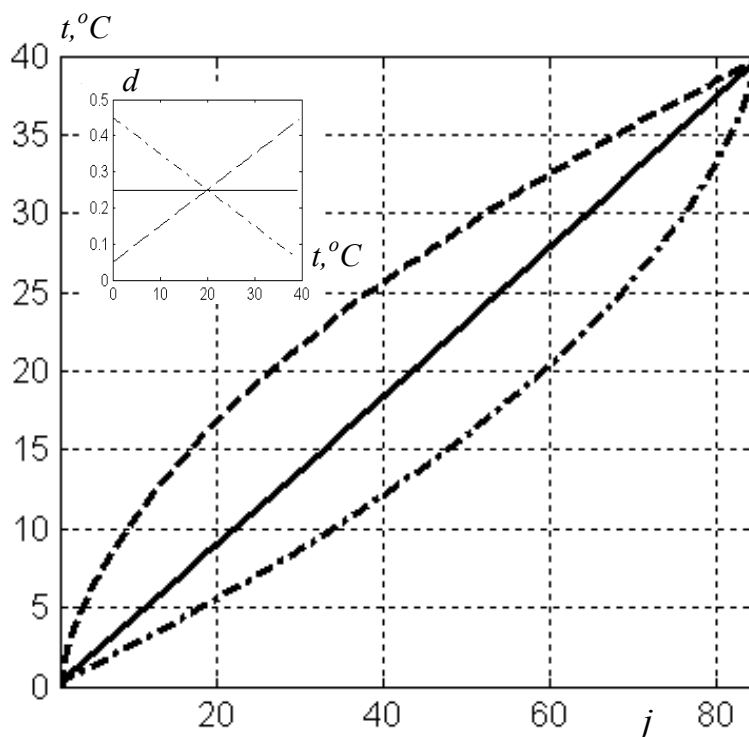


Рисунок 3 – Установившиеся распределения температуры при различных условиях в нелинейной задаче

Таким образом, разработанная ячеечная модель позволяет рассчитывать линейные и нелинейные тепловые процессы в одно- и многослойной ограждающей конструкции на основе

универсального алгоритма, а само построение модели требует знания только основ матричной алгебры. Она является составной частью модели тепломассопереноса с фазовыми переходами в ограждающих конструкциях зданий и сооружений, описание которой выходит за рамки настоящей статьи.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Berthiaux, H. Application of the theory of Markov chains to model different processes in particle technology / H. Berthiaux, V. Mizonov, V. Zhukov // Powder Technology 157 (2005) 128-137.
2. Mizonov, V. Application of the theory of Markov chains to model heat and mass transfer between stochastically moving particulate and gas flows / V. Mizonov, H. Berthiaux, P. Arlabosse, D. Djerroud // Granular Matter, 2008, Volume 10, Number 4, June, pp. 335-340.
3. Федосов, С.В. Моделирование и расчет систем утилизации теплоты уходящих газов в высокотемпературных процессах строительной индустрии [Текст] / С.В. Федосов, Н.Н. Елин, В.Е. Мизонов. – Иваново: ИГАСУ, 2010. – 267 с.

Федосов Сергей Викторович

ФГБОУ ВПО «Ивановский государственный архитектурно-строительный университет», г. Иваново
Академик РААСН, доктор технических наук, профессор
Тел.: +7 (4932) 32-85-40
E-mail: rektor@igasu.ru

Мизонов Вадим Евгеньевич

ФГБОУ ВПО «Ивановский государственный энергетический университет»
Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Прикладная математика»
Тел.: +7 (4932) 32-69-00
E-mail: mizonov@home.ivanovo.ru

Порошин Николай Рудольфович

ФГБОУ ВПО «Ивановский государственный архитектурно-строительный университет», г. Иваново
Аспирант кафедры «Гидравлика, водоснабжение и водоотведение»
Тел.: +7 963 152 92 44
E-mail: prn@mail.ru

Елин Николай Николаевич

ФГБОУ ВПО «Ивановский государственный архитектурно-строительный университет», г. Иваново
Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Гидравлика, водоснабжение и водоотведение»
Тел.: +7 (4932) 41-61-22
E-mail: yelin54@mail.ru

FEDOSOV S.V., MIZONOV V.E., POROSHIN N.R., YELIN N.N.

A CELL MODEL OF NON-LINEAR HEAT TRANSFER THROUGH A COMPOSITE WALL

A cell non-linear mathematical model of heat transfer through a composite wall is proposed. The model is built on the basis of a universal computational algorithm that is based on the mathematical tool of Markov chains theory and allows calculating transient and steady-state heat processes in the wall with temperature dependent properties of layers. It represents the heat part of the general model of heat and mass transfer in walling of buildings. Examples of calculation of evolution of temperature distribution in a multi-layer wall are presented as well as in the wall with heat conduction coefficient that depends on temperature.

Keywords: composite wall, cell model, heat conduction, temperature vector, transition matrix.

BIBLIOGRAPHY

1. Berthiaux, H. Application of the theory of Markov chains to model different processes in particle technology /

H. Berthiaux, V. Mizonov, V. Zhukov // Powder Technology 157 (2005) 128-137.

2. Mizonov, V. Application of the theory of Markov chains to model heat and mass transfer between stochastically moving particulate and gas flows / V. Mizonov, H. Berthiaux, P. Arlabosse, D. Djerroud // Granular Matter, 2008, Volume 10, Number 4, June, pp. 335-340.

3. Fedosov, S.V. Modelirovanie i raschet sistem utilizacii teploty uhdjajawih gazov v vysokotemperaturnyh processah stroitel'noj industrii [Tekst] / S.V. Fedosov, N.N. Elin, V.E. Mizonov. – Ivanovo: IGASU, 2010. – 267 s.

Fedosov Sergey Viktorovich

Ivanovo state architecturally-building university, Ivanovo
Academician RAABS, doctor of technical science, professor
Ph.: +7 (4932) 32-85-40
E-mail: rektor@igasu.ru

Mizonov Vadim Evgenievich

Ivanovo state power engineering university
Doctor of technical science, professor, head of department «Applied mathematics»
Ph.: +7 (4932) 32-69-00
E-mail: mizonov@home.ivanovo.ru

Poroshin Nicolay Rudolfovich

Ivanovo state architecturally-building university, Ivanovo
Post-graduate student of department «Hydraulics, water supply and water drain»
Ph.: +7 963 152 92 44
E-mail: prn@mail.ru

Yelin Nicolay Nicolaevich

Ivanovo state architecturally-building university, Ivanovo
Doctor of technical science, professor, head of department «Hydraulics, water supply and water drain»
Ph.: +7 (4932) 41-61-22
E-mail: yelin54@mail.ru

УДК 699.887.3:502.36

АЛОЯН Р.М., ГУЮМДЖЯН П.П., ВЕТРЕНКО Т.Г.,
КОСТЯШОВА Е.В.

ПРОВЕДЕНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ЭКОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ ДЛЯ ЦЕЛЕЙ ОБЕСПЕЧЕНИЯ РАДОНОБЕЗОПАСНОСТИ ОБЪЕКТОВ СТРОИТЕЛЬСТВА

В статье приведен анализ и дана оценка различных методов определения значений величин, наиболее значимых для обеспечения радонобезопасности с целью выявления их современного состояния и возможного применения и развития. Отмечено, что существующие методы как теоретического (расчетного) определения плотности потока радона, так и экспериментального не являются совершенными. Приведен соответствующий анализ достоинств и недостатков различных методов определения плотности потока радона. Указано, что широкое применение того или иного метода возможно только в случае, если он будет основан на использовании стандартных комплексов и аппаратуры.

***Ключевые слова:** радон, радонобезопасность, инженерно-экологические изыскания, среднегодовая эквивалентная равновесная объемная активность.*

В последнее десятилетие для организации новых строительных объемов занимаются площади, которые до недавнего времени с точки зрения санитарно-гигиенической безопасности считались непригодными для строительства зданий, особенно жилищного и общественного назначения. Проводятся научно-практические исследования, посвященные как методологии исследования экологической безопасности строительных сооружений, так и обеспечению радонобезопасности объектов строительства [1].

До 1980 года нормативы на содержание радона и дочерних продуктов его распада (ДПР) в помещениях практически отсутствовали. Однако немногочисленные исследования в этой области выявили достаточно высокие значения доз, получаемых отдельными группами населения за счет ДПР, находящихся в воздухе жилых помещений. В связи с этим проблемы изучения влияния радона, включая вопросы нормирования, аппаратурно-методического оснащения измерений плотности потоков радона из грунта и объемной активности его в помещениях, а также мероприятий по снижению доз приобрели существенное значение. В Федеральном законе «О радиационной безопасности населения» [2] впервые в нашей стране на законодательном уровне были установлены требования, касающиеся обеспечения радонобезопасности населения.

Действующими нормативными документами установлены требования по обеспечению радиационной безопасности объектов строительства [3, 4], а именно:

1) При выборе участков территорий под строительство жилых домов и зданий социально-бытового назначения предпочтительны участки с гамма-фоном, не превышающим 0,3 мкГр/ч, и плотностью потока радона (ППР) с поверхности грунта не более 80 мБк/(м²с).

При отводе участка для строительства здания с ППР более 80 мБк/(м²с) в проекте здания должна быть предусмотрена система защиты от радона (монолитная бетонная подушка, улучшенная изоляция перекрытия подвального помещения и др.). Необходимость радонозащитных мероприятий при ППР менее 80 мБк/(м²с) определяется в каждом отдельном случае по согласованию с органом, выполняющим функции государственного санитарно-эпидемиологического надзора;

2) Для строительства зданий производственного назначения следует выбирать участки, где ППР не превышает 250 мБк/(м²с). При проектировании строительства здания на участке с ППР более 250 мБк/(м²с) в проекте должна быть представлена система защиты от радона;

3) При проектировании новых зданий жилищного и общественного назначения должны

быть предусмотрены условия безопасности таким образом, чтобы среднегодовая эквивалентная равновесная объемная активность дочерних продуктов распада радона и торона в воздухе помещений не превышала 100 Бк/м³.

В настоящее время обязательным является проведение радиационно-экологических изысканий для оценки значений указанных выше показателей участка территории предполагаемого строительства и сопоставления их с требованиями санитарных правил и гигиенических нормативов, а также определения содержания, последовательности и объема мероприятий (в случае необходимости их проведения) по обеспечению радиационной безопасности населения.

Радиационно-экологические изыскания проводятся с целью:

на предпроектных стадиях:

- для поиска и выявления радиационных аномалий;
- измерения средней мощности дозы гамма-излучения;
- определение удельной активности радионуклидов в пробах грунтов, перемещаемых в ходе строительства;
- измерения ППР для оценки радоноопасности территории в пределах контуров застройки зданиями и сооружениями с длительным пребыванием людей;

в процессе строительства:

- для контроля эффективной удельной активности естественных радионуклидов (ЕРН) в строительном сырье и используемых материалах;
- при вводе в эксплуатацию законченного строительством объектов;
- для контроля мощности дозы (МД) гамма-излучения в помещениях здания;
- контроль среднегодовой эквивалентной равновесной объемной активности радона (ЭРОА) в воздухе помещений.

Действующими нормами предписано в отношении измерений ППР проводить их различными способами [5, 6]. Опыт практической работы показал, что, несмотря на то, что каждый из способов имеет определенное обоснование, они содержат ряд недостатков.

Очевидно, что при любом способе измерения значение ППР, полученное в ходе однократного определения, является случайным и может отличаться от среднегодового или усредненного по многократным измерениям в течение длительного периода.

Для выбора того или иного способа измерения ППР необходимо изучение механизма распространения радона в грунте. Рядом ученых [8] в предположении существенной роли только диффузионного механизма распространения радона в грунте теоретически показано, что его поток формируется в приповерхностном «активном» слое толщиной 1,5-3,5 м. Поэтому ППР на поверхности почвы и на поверхности грунта предполагаемого котлована могут существенно отличаться в зависимости от метеоусловий и значений параметров, характеризующих состояние грунтов в период измерения ППР. На основании этого сделан вывод о том, что измеренное на поверхности почвы значение ППР, в отличие от измеренного на подошве котлована, не соответствует реальному показателю ППР на границе основания будущего здания, на наш взгляд, справедлив для некоторых типов геологического разреза и зданий глубокого заложения (к этому мы вернемся ниже). Категоричность данного вывода вызывает сомнение для большинства строящихся зданий, которые имеют глубину заложения до 2-3 м и для которых отличия измеренных значений в сторону завышения или занижения не превышают 30%. Можно предположить, что более точным является измерение ППР на подошве котлована (близость к основанию здания). Однако такое предположение будет также вызывать сомнение в правильности, если учесть, что под нагрузкой построенного здания изменяются метеопараметры под ним, характеристики грунтов и картина распределения почвенных вод, определяющие поток радона.

Следует также отметить, что некоторые специалисты к недостаткам методов измерений ППР относят ситуацию, заключающуюся в том, что при планируемом строительстве одинаковых домов на двух близкорасположенных участках для одного требуется противорадиационная защита, а для второго нет. Однако это объясняется неоднородностью свойств и характеристик грунтового основания. И результаты измерений ППР, особенно полученные в одной серии из-

мерений, свидетельствуют о локальных различиях характеристик грунтов.

Возможно, вместо измерений перейти только на расчет ППР исходя из имеющихся данных локальных значений удельной активности ^{226}Ra , коэффициентов эманирования и коэффициентов диффузии радона в литологических слоях подстилающих грунтов, полученных по измерениям в пробах, отобранных до определенной глубины геологической скважины при проведении инженерно-геологических изысканий. Однако у данного подхода есть очевидные недостатки. Учет всех возможных погрешностей расчета только по грунтовым слоям из одной скважины, которые необходимо суммировать, будет приводить к значительной ошибке в определении ППР. Например, в работе [9] модельным расчетом показано, что при уменьшении значения коэффициента диффузии радона на порядок толщина активного слоя и плотность потока радона в подстилающей глине изменяются в несколько раз. Очевидно, что и другие значимые характеристики подстилающих грунтов будут меняться при изменении температурного, влажностного и нагрузочного режимов грунтов после постройки и начала эксплуатации здания. Возможен расчет (с оцененной погрешностью) этих факторов на стадии разработки проекта здания с целью введения соответствующих поправок в расчетное значение ППР, полученное с использованием характеристик грунтов, измеренных в другой период времени и до начала строительства здания. Однако в настоящее время, инженерная методика таких расчетов отсутствует.

При описании расчетного метода предполагается (если используются характеристики грунтов по одной скважине), что условия выделения и распространения радона по площади рассматриваемой территории одинаковы. Однако выраженный разброс значений ППР по площади обследуемого участка при использовании измерительных методов как раз свидетельствует об обратном. Следовательно, необходимо иметь в виду неоднородность геологического строения на определенных площадях или в насыпных грунтах, что может потребовать отбора проб из всех пробуренных геологических скважин. В связи с этим следует заметить, что стоимость измерений, необходимых для реализации расчетного метода, может оказаться больше, чем стоимость измерений ППР.

Сопоставительный анализ достоинств и недостатков различных методов определения ППР представлен в таблице 1 [10].

Все рассмотренные методы как прямого измерения ППР, так и расчета его с использованием характеристик пород, имеют определенные недостатки. Необходимо отметить, что основной общий недостаток всех рассмотренных методов заключается в отсутствии методики пересчета полученных значений ППР к реальным значениям после постройки здания. С одной стороны, нет оснований, несмотря на большое количество недостатков, полностью отвергать возможность расчетной оценки ППР при определенных благоприятных однородных геологических условиях залегания грунтов. Использование ее в качестве дополнительного критерия позволяет полнее учесть конкретные геолого-геофизические характеристики грунтового основания здания [10]. В некоторых ситуациях расчетное значение ППР может использоваться при определении категории радоноопасности территории или экспертном решении о возможности постройки здания определенного назначения на данной территории. Однако прежде необходимо изучить признаки, позволяющие идентифицировать соответствующие участки территорий, а также отработать и аттестовать ряд методик по определению «радоновых» параметров грунтов в условиях их естественного залегания.

Повсеместное использование метода может быть только на основе тщательно проведенных теоретических и экспериментальных исследований, результатом которых будет разработка нормативно-методической базы и лабораторного стандартизованного комплекса для измерений.

Таблица 1 – Достоинства и недостатки методов определения ППР

№ п/п	Способ определения ППР	Достоинства	Недостатки
1.	Измерение на поверхности почвы	<p>1. Для зданий с заглублением до 1,5-3 м измеренное значение близко к значению на подошве котлована. Глубина заложения большинства зданий промышленного назначения также не превышает указанных значений.</p> <p>2. Относительная простота организации и проведения измерений. При необходимости возможно проведение измерения ППР на подошве котлована.</p> <p>3. Погрешность измерения ППР в пределах 30-40%.</p> <p>4. Наблюдения специалистов на одном участке с десятидневным интервалом между измерениями ППР в течение года показали, что измеренные средние значения отличаются не более чем в два раза.</p> <p>5. Недостаточное знание локальных характеристик почвы и грунтов в контуре проектируемого здания компенсируется количеством точек измерения ППР, статистически достаточным для усреднения ППР по площади основания здания.</p>	<p>1. Для зданий с глубиной заложения более 3-5 м измеренное значение ППР может существенно отличаться от значения на глубине заложения здания.</p> <p>2. Измеренное значение ППР, так же как и текущее, зависит от множества факторов (атмосферные параметры, состояние почв и грунтов, преобладающий механизм распространения радона). Поэтому возможны неконтролируемые отклонения измеренного значения ППР от среднегодового.</p> <p>3. Измеренное значение отличается от реального (под зданием) так как характеристики грунтов, определяющие выделение и распространение радона, существенным образом изменяются под действием нагрузки строящегося здания при изменениях температурного и влажностного режимов.</p> <p>4. В отдельных случаях измерения ППР не допускаются, в том числе при температуре ниже минус 20°С.</p>
2.	Измерение на подошве котлована	<p>1. Максимальное приближение к основанию будущего здания.</p> <p>2. Погрешность измерения ППР в пределах 30-40 %.</p> <p>3. Недостаточное знание локальных характеристик почвы и грунтов в контуре проектируемого здания компенсируется количеством точек измерения ППР, статистически достаточным для усреднения ППР по площади основания здания.</p>	<p>1. Измеренное значение ППР, так же как и текущее, зависит от множества факторов (атмосферные параметры, состояние почв и грунтов, преобладающий механизм распространения радона). Поэтому возможны неконтролируемые отклонения измеренного значения ППР от среднегодового.</p> <p>2. Измеренное значение отличается от реального (под зданием) так как характеристики грунтов, определяющие выделение и распространение радона, существенным образом изменяются под действием нагрузки строящегося здания при изменениях температурного и влажностного режимов.</p> <p>3. Несоответствие стадиям проектирования (необходима оценка радонобезопасности уже на стадии землеотвода и проектирования здания).</p> <p>4. Невозможность в ряде случаев проведения измерений (обводненность дна котлована, открытие и бетонирование дна котлована по частям и др.).</p>
3.	Определение ППР расчетным путем исходя из геологического разреза в контуре проектируемого здания	<p>1. Результат расчета ППР не зависит от сезона отбора проб грунта для измерения характеристик грунта, определяющих выделение и распространение радона.</p>	<p>1. Определение ППР возможно только после проведения инженерно-геологических изысканий, включающих в себя выявление распределения подпочвенных вод и отбор проб грунта для измерений характеристик грунта, определяющих выделение и распространение радона. При неоднородном геологическом разрезе отбор проб для измерений производится из всех скважин.</p> <p>2. Для проведения прогнозных расчетов ППР необходимо измерение физических характеристик для проб грунта (концентрация радона, коэффициент эманирования, коэффициент диффузии радона, объемная активность радона в почвенном воздухе).</p> <p>3. Измеренное значение отличается от реального (под зданием) так как характеристики грунтов, определяющие выделение и распространение радона, существенным образом изменяются под действием нагрузки строящегося здания при изменениях температурного и влажностного режимов. При обосновании метода предполагается, что распространение радона в грунте происходит только путем диффузии. Однако не учитывается возможность наличия разломных зон.</p>

Итак, в настоящее время, с точки зрения практического применения, расчетный метод определения ППР не является альтернативным экспериментальному. Однако и методические руководства по измерениям ППР требуют определенной доработки. Так, например, некоторыми специалистами было предложено введение поправок [11] в измеренные значения ППР по результатам сопутствующих измерений метеопараметров и влажности почвы и грунтов (в

приповерхностном слое и на определенной глубине) во время экспонирования накопительных камер на исследуемой территории. Целью их введения поправок могло бы быть приведение к неким стандартным условиям или проектным условиям под будущим зданием (если такие условия известны).

В работе [9] определена необходимость создания метода расчета объемной активности в помещениях проектируемых зданий, исходя из подхода, что «помещение является частью единой системы, включающей в себя грунтовое основание, его ограждающие конструкции, окружающее здание воздушное пространство, систему вентиляции и др. элементы, совместно оказывающие влияние на устанавливающийся уровень концентрации радона в помещениях». Развитие данного направления даст возможность оценить основные радиационно-гигиенические характеристики проектируемого здания - ОА и ЭРОА радона в помещениях - на стадиях проектирования до начала строительства и выбрать оптимальное проектное решение здания с точки зрения минимизации затрат на противорадоновую защиту. Эта модель объединяет в едином рассмотрении оценки радоноопасности участка под строительство и радонобезопасности проектируемого здания. Первая оценка (радоноопасности участка) основана на использовании расчетного метода определения ППР исходя из геологического разреза в контуре проектируемого здания со всеми присущими ему в настоящее время недостатками. Существенным при оценке радонобезопасности здания является учет всех элементов системы (кроме грунтового основания). В статье [12] описана только возможность вариантных расчетов ослабления потока радона и распределения ОА радона при прохождении через слоистую плоскопараллельную конструкцию. Очевидно, что для создания практически приемлемой расчетной модели для самого здания, предстоит выполнить большой комплекс расчетных и экспериментальных исследований по учету всех факторов. Тем не менее, по применению рассмотренного метода нет принципиальных ограничений и востребованность разработки не вызывает сомнений.

В результате последующего развития всех методов определения ППР и классификации характерных ситуаций, связанных со спецификой геологических условий территорий и проектных характеристик зданий, должны быть выработаны рекомендации по предпочтительности использования того или иного метода в зависимости от конкретной ситуации. С целью учета региональных особенностей программа сопутствующих исследований должна предусматривать серийные измерения на территориях с различными геологическими, геофизическими и климатическими условиями. Если будет разработана методика оценки реального потока радона на границе грунт-здание, исходя из определенного на проектной стадии ППР (расчетным или экспериментальным методом), то использование значения минимально необходимой кратности снижения поступления радона в здание [12] снимет остроту дискуссии о правомерности значения нормативного уровня ППР равного $80 \text{ мБк}/(\text{м}^2\text{с})$. Знание расчетного значения фактора ослабления потока радона конструктивными элементами зданий в сочетании с измеренным значением ППР позволит принимать обоснованное решение о возможности строительства, даже если измеренное значение превышает нормативное значение $80 \text{ мБк}/(\text{м}^2\text{с})$, которое в данной ситуации по существу будет играть роль контрольного уровня.

Правильность предварительных «радоновых» изысканий на участке строительства, качества проекта и строительных работ в конечном итоге проверяется на соответствие требованиям НРБ-99 [3] путем радиационного обследования объекта при вводе его в эксплуатацию. Важнейшим элементом обследования являются измерения ОА или ЭРОА радона в помещениях. Основным методическим документом при проведении обследований является МУ 2.6.1.715-98 [7]. Однако практический опыт убедительно показывает, что эта методика адекватна ситуации только для сельского дома с вентиляцией «через входную дверь». В реальности же, во многих случаях, благодаря принятым в ней сезонным коэффициентам запаса, здание не может быть принято из-за превышения нормативного уровня среднегодовой ЭРОА ($100 \text{ Бк}/\text{м}^3$). Например, при обследовании здания зимой и проведении измерений инспекционным (мгновенным) методом, превышение получается при измеренном значении ЭРОА более $25 \text{ Бк}/\text{м}^3$. Такая ситуация далеко не редкость. Необходимо иметь в виду, что обследование проводится, как правило, в помещениях без отделки.

Герметичные пластиковые окна, получившие широкое распространение, способствуют росту ОА радона в обследуемых помещениях. В реальных условиях эксплуатации этих же помещений (после отделки помещений и при эпизодическом хотя бы непродолжительном проветривании) ОА радона существенно ниже 100 Бк/м³. Необходимо пересмотреть методический подход к приемке зданий по радоновому фактору. Новый документ должен учитывать отмеченные и другие особенности помещений, а также кратность воздухообмена в процессе измерений значений ЭРОА [12].

В заключение необходимо отметить следующее, анализ основных используемых или предлагаемых к использованию методов определения плотности потока радона из грунта и объемной активности радона в помещениях показал, что все рассмотренные экспериментальные методы определения ППР и ЭРОА радона, помимо достоинств, имеют общие и частные недостатки и, в силу этого, нуждаются в совершенствовании. Предлагаемые расчетные методы перспективны, но пока очень далеки от возможности практического использования в системе обеспечения радонобезопасности объектов строительства. Поэтому, работы по их развитию заслуживают внимания и поддержки. Результатом доработки всех методов должно стать создание новых методических документов, в которых, рекомендации по использованию тех или иных методов будут определяться конкретной ситуацией (геологическое строение территории, проектные характеристики здания, климатические условия и др.).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Троцкий, В.А. Практика радонового мониторинга [Текст] / В.А. Троцкий, Н.В. Капетий, С.В. Кривашев и др. – «АНРИ». – 2006. – №4.
2. Закон РФ от 09.01.1996 №3-ФЗ (ред. от 22.08.2004) «О радиационной безопасности населения» [Текст].
3. Санитарные правила и нормативы СП 2.6.1.758-99. Нормы радиационной безопасности (НРБ-99) [Текст].
4. Санитарные правила и нормативы СП 2.6.1. 799-99. Основные санитарные правила обеспечения радиационной безопасности (ОСПОРБ-99) [Текст].
5. Свод правил по инженерным изысканиям для строительства СП 11-102-97. «Инженерно-экологические изыскания для строительства» [Текст].
6. СанПиН 2.1.2.1002-00. Санитарно-эпидемиологические требования к жилым зданиям и помещениям [Текст].
7. МУ 2.6.1.715-98. Проведение радиационно-гигиенического обследования жилых и общественных зданий [Текст].
8. Гулябянц, Л.А. Мощность «активного» слоя грунта при диффузионном переносе радона в грунтовом основании здания [Текст] / Л.А. Гулябянц, Б.Ю. Заболоцкий. – «АНРИ». – 2001. – №4.
9. Павлов, И.В. Задачи и методы радиационного контроля при строительстве зданий [Текст] / И.В. Павлов, Л.А. Гулябянц, С.И. Иванов и др. – «АНРИ». – 2003. – №3.
10. Маренный, А.М. Радон в инженерно-экологических изысканиях для строительства [Текст] / А.М. Маренный. – «АНРИ». – 2008. – № 2.
11. Маренный, А.М. Задачи и методы оценки потенциальной радоноопасности селитебных территорий [Текст] / А.М. Маренный, С.Е. Охрименко, И.В. Павлов. – «АНРИ». – 2006. – №2.
12. Павлов, И.В. Математическая модель процесса эксгаляция радона с поверхности земли и критерии оценки потенциальной радоопасности территории застройки [Текст] / И.В. Павлов. – «АНРИ». – 1997. – №5.

Алоян Роберт Мишаевич

ФГБОУ ВПО «Ивановский государственный архитектурно-строительный университет», г. Иваново
Доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Геоинформационные системы и инженерные изыскания»

Гуюмджян Перч Погосович

ФГБОУ ВПО «Ивановский государственный архитектурно-строительный университет», г. Иваново
Доктор технических наук, профессор кафедры «Производство строительных материалов»

Ветренко Татьяна Григорьевна

ФГБОУ ВПО «Ивановский государственный архитектурно-строительный университет», г. Иваново
Кандидат технических наук, доцент кафедры «Гидравлика, водоснабжение и водоотведение»
E-mail: Veter_TG@mail.ru

Костяшова Екатерина Владимировна

ФГБОУ ВПО «Ивановский государственный архитектурно-строительный университет», г. Иваново

Аспирант кафедры «Производства строительных материалов»

ALOJAN R.M., GUJUMDZHJAN P.P., VETRENKO T.G.,
KOSTJASHOVA E.V.

CARRYING OUT OF ENGINEERING-ECOLOGICAL RESEARCHES FOR OBJECTIVES FOR MAINTENANCE OF RADONSAFETY OBJECTS OF CONSTRUCTION

In article the analysis is resulted and the estimation of various methods of definition of values of sizes, the most significant for maintenance of radonosafety, for the purpose of revealing of their current state and possible application and development is given. It is noticed that existing methods as theoretical (settlement) definition of density of a stream of radon, and experimental aren't made. The corresponding analysis of merits and demerits of various methods of definition of density of a stream of radon is resulted. It is specified that wide application of this or that method probably only in case it will be based on use of standard complexes and equipments.

Keywords: radon, radonosafety, engineering-ecological researches, mid-annual equivalent equilibrium volume activity.

BIBLIOGRAPHY

1. Trockij, V.A. Praktika radonovogo monitoringa [Tekst] / V.A. Trockij, N.V. Kapetij, S.V. Krivasheev i dr. – «ANRI». – 2006. – №4.
2. Zakon RF ot 09.01.1996 №3-FZ (red. ot 22.08.2004) «O radiacionnoj bezopasnosti naselenija» [Tekst].
3. Sanitarnye pravila i normativy SP 2.6.1.758-99. Normy radiacionnoj bezopasnosti (NRB-99) [Tekst].
4. Sanitarnye pravila i normativy SP 2.6.1. 799-99. Osnovnye sanitarnye pravila obespechenija radi-acionnoj bezopasnosti (OSPORB-99) [Tekst].
5. Svod pravil po inzhenernym izyskanijam dlja stroitel'stva SP 11-102-97. «Inzhenerno-jekologicheskie izyskanija dlja stroitel'stva» [Tekst].
6. SanPiN 2.1.2.1002-00. Sanitarno-jepidemiologicheskie trebovanija k zhilym zdanijam i pomewenijam [Tekst].
7. MU 2.6.1.715-98. Provedenie radiacionno-gigienicheskogo obsledovanija zhilyh i obwestvennyh zdaniy [Tekst].
8. Gulabjanc, L.A. Mownost' «aktivnogo» sloja grunta pri diffuzionnom perenose radona v gruntovom osnovanii zdanija [Tekst] / L.A. Gulabjanc, B.Ju. Zabolockij. – «ANRI». – 2001. – №4.
9. Pavlov, I.V. Zadachi i metody radiacionnogo kontrolja pri stroitel'stve zdaniy [Tekst] / I.V. Pavlov, L.A. Gulabjanc, S.I. Ivanov i dr. – «ANRI». – 2003. – №3.
10. Marennyj, A.M. Radon v inzhenerno-jekologicheskij izyskanijah dlja stroitel'stva [Tekst] / A.M. Marennyj. – «ANRI». – 2008. – № 2.
11. Marennyj, A.M. Zadachi i metody ocenki potencial'noj radonoopasnosti selitebnyh territorij [Tekst] / A.M. Marennyj, S.E. Ohrimenko, I.V. Pavlov. – «ANRI». – 2006. – №2.
12. Pavlov, I.V. Matematicheskaja model' processa jeksgaljacija radona s poverhnosti zemli i kriterii ocenki potencial'noj radoopasnosti territorii zastrojki [Tekst] / I.V. Pavlov. – «ANRI». – 1997. – №5.

Alojan Robert Mishaevich

Ivanovo state architecturally-building university, Ivanovo

Doctor of technical science, professor, manager of department «Geoinformation systems and in zhenernye researches»

Gujumdzhan Perch Pogosovich

Ivanovo state architecturally-building university, Ivanovo

Doctor of technical science, professor of department «Manufacture of building materials»

Vetrenko Tatyana Grigorevna

Ivanovo state architecturally-building university, Ivanovo

Candidate of technical science, senior lecturer of department «Hydraulics, water supply and water removal»

E-mail: Veter_TG@mail.ru

Kostjashova Ekaterina Vladimirovna

Ivanovo state architecturally-building university, Ivanovo

Post-graduate student of department «Manufacture of building materials»

УДК 693.54

КУЗЬМИН И.Б.

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ТЕХНОЛОГИИ БЕТОНИРОВАНИЯ МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПАРОРАЗОГРЕТЫМИ В АВТОБЕТОНОСМЕСИТЕЛЯХ СМЕСЯМИ

В статье изложены научные принципы повышения прочности бетона, реализованные в технологии бетонирования монолитных конструкций смесями, разогретыми паром в смесительном барабане автобетоносмесителя. Приводятся различные варианты применения технологии. Синергетический эффект, получаемый в результате интенсивного одновременного и согласованного внесения разных видов энергии, приводит к высокой упорядоченности системы. Плотная структура бетона создается с наиболее полным сохранением и усвоением внесенной энергии при постепенном остывании и естественном выдерживании.

Ключевые слова: автобетоносмесители, пароразогретые бетонные смеси, технология бетонирования.

Со времен древней Греции (триада Платона) и до наших дней (синергетика И.Р. Пригожина) известно, что получение максимальной прочности возможно при осуществлении предварительного разъединения, последующего соединения и упрочнения. Другими словами, чтобы вещество полнее усвоило энергию и упрочилось, надо сначала предельно разъединить его на частицы, молекулы, ионы, а после этого – соединять и упрочнять продукты реакции.

Это в полной мере относится и к синтезу бетона. На первом этапе (разъединении) необходимо добиться максимального увеличения поверхности реагирующих веществ. Сразу после затворения происходит интенсивная диссоциация с диспергацией зерен цемента и в это время надо обеспечить наиболее полное растворение, не допуская и отдаляя процессы гидратации. Одновременное и согласованное применение разных видов воздействий способствует более полному разъединению, разрушая малопрочные образования.

На второй стадии происходит основная гидратация. Реакции начинаются с поверхности зерен цемента, на них образуются малопроницаемые оболочки. В этот период внесенная ранее и сохраненная энергия направляется на углубление и ускорение процесса гидратации вокруг каждого зерна цемента. Поэтому на данном этапе необходимо оградить бетонную смесь от дополнительных внешних воздействий.

На третьей стадии формируется каркас из выпадающих кристаллов и происходит его обрастание. В этот период сохраненная ранее энергия направляется на создание прочной структуры бетона, в том числе и за счет экзотермии. Поэтому энергообмен с окружающей средой должен осуществляться через постепенное остывание бетона в конструкции.

Руководствуясь вышеизложенными положениями, была выдвинута концепция технологии повышения прочности бетона. Сущность технологии заключается в том, что для получения бетона максимальной прочности в бетонную смесь на разных этапах ее приготовления, транспортирования, подачи и укладки вносится максимальное количество энергии, выступающей в разных видах при одновременном согласовании, и осуществляется последующее сохранение ее для структурообразования бетона.

Проанализировав все имеющиеся виды энергоносителей и средства, в которых они могут быть применены, пришли к выводу, что наиболее полно удовлетворяющими всем приведенным выше положениям на современном этапе являются пар и автобетоносмеситель (АБС).

Анализ существующих способов обработки бетонной смеси и ее компонентов позволил создать авторскую классификацию их с определением основных энергоносителей для приме-

нения в бетонных смесях (рис. 1). В этом ряду теплоносителем с максимальным тепловым эффектом является пар. Причем коэффициент теплоотдачи пара значительно превосходит аналогичные параметры других теплоносителей. Так, величина коэффициента теплоотдачи газообразного теплоносителя колеблется в пределах примерно от 1,2 до 58, воды – 230-11600, а пара – 4500-17500 Вт/(м²·°С) при пленочной его конденсации, т.е. при конденсации 1 кг пара в зависимости от давления, при котором происходит конденсация, выделяется 2048-2257 кДж (соответственно при давлении 0,8-0,1 МПа).

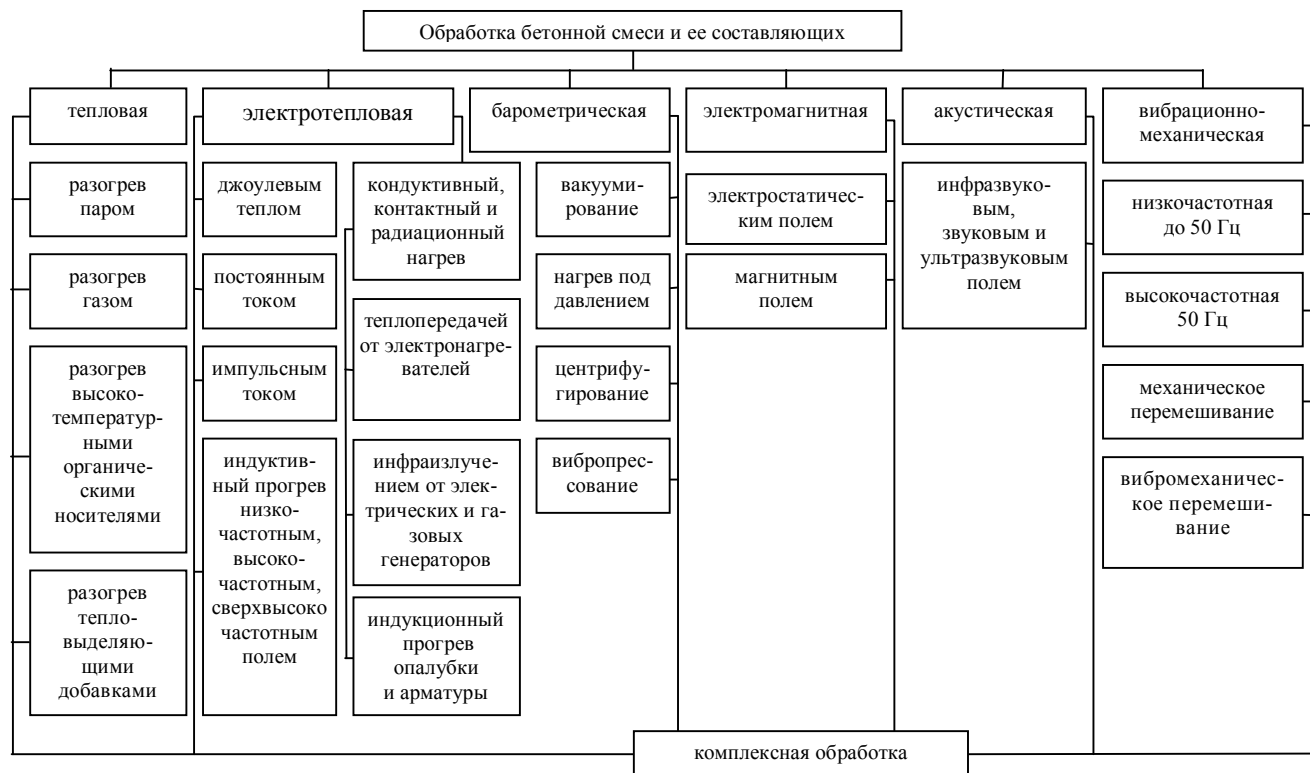


Рисунок 1 – Классификация способов обработки бетонной смеси и ее составляющих

Реализация определенных способов обработки бетонной смеси или их комбинации (комплексная обработка) зависит от особенностей применяемых механизмов и устройств. Чаще всего машины и средства механизации узкоспециализированы, например, устройства для нагрева заполнителей, дозаторы, смесители, транспортные средства. Вместе с тем создаются и используются устройства, которые могут совмещать и комбинировать воздействия на бетонную смесь. Если рассматривать АБС не только как крупногабаритный транспорт для перевозки бетонной смеси, то можно увидеть его значительные и неиспользованные резервы. Прежде всего, необходимо исходить из концепции превращения его в технологически активный механизм, в котором возможно совмещение функций транспорта, смесителя, разогревателя, средства для приготовления высококачественной бетонной смеси, в том числе и с использованием химических добавок.

В зависимости от регламентирующих критериев (минимальные затраты энергии, простота, универсальность, минимальное время производства работ и пр.) максимальные результаты при применении технологии достигались при использовании целого ряда законов фундаментальных наук. Разработка и внедрение технологии синергобетонирования монолитных конструкций пароразогретыми в АБС смесями основывались на законах, открытых Р. Майером, О. Хевисайдом, А. Эйнштейном, Я. Ван-дер-Ваальсом, С. Аррениусом, В. Оствальдом, К. Гульдбергом, П. Вааге, Я. Вант-Гоффом, Д. Гиббсом, Р. Клаузиусом, Ж. Фурье, Л. Онсагером, Г. Галилеем, Г. Гельмгольцем, Р. Гуком, И. Ньютоном, И. Пригожиным и др.

От многих понятий, формул, методик, принципов расчетов и пр. пришлось отказаться, так как они не соответствовали законам и реально получаемым результатам. Такие основопо-

лагающие понятия, существующие в бетоноведении, как подбор составов бетонов, водоцементное отношение, осадка конуса, вибрирование, измерение прочности по испытаниям кубиков и др. не могли быть применены в отношении пароразогретых смесей.

Используя АБС в качестве технологического элемента, удалось добиться повышения прочности бетона за счет применения механической и термомеханической активации компонентов бетонной смеси путем переменного или постоянного вращения смесительного барабана АБС. Эксперименты показали, что площадь контактов увеличивается при смешивании вследствие удаления с поверхности компонентов загрязненных частиц, а также при дроблении заполнителей (сухой и мокрый домол). Особенно этот фактор значим при минимальном содержании влаги в компонентах бетонной смеси.

Загрузка компонентов бетонной смеси с ограниченным количеством воды в смесительный барабан АБС, особенно при отрицательной температуре наружного воздуха, последующая доставка их на сколь угодно неограниченное расстояние к пункту разогрева и разогрев бетонной смеси паром позволяют реализовать в рамках данной технологии один из основных законов химической кинетики – закон действующих масс К. Гульдберга и П. Вааге. Внесение энергии происходит до начала схватывания в момент наибольшей концентрации реагирующих веществ.

Разогрев компонентов бетонной смеси в утепленном смесительном барабане АБС целесообразно производить влажным насыщенным паром в связи с его низкой вязкостью, высокой проникающей способностью и теплоотдачей. Известно, что вязкость воды при 80°C составляет третью часть вязкости воды при 20°C. Вязкость пара при температурах 100-120°C в 80 раз меньше вязкости воды при 20°C. Указанные свойства пара характеризуют его как идеального влаго- и теплоносителя, использование которого улучшает гомогенизацию смеси. Высокая проникающая способность пара способствует также более быстрому, чем при других способах, нагреву компонентов бетонной смеси. Пар, вступая в контакт с относительно холодными поверхностями компонентов бетонной смеси и внутренней поверхностью смесительного барабана, интенсивно конденсируется, высвобождая теплоту парообразования фазового перехода пара в воду, которая идет на увеличение влагосодержания и теплосодержания бетонной смеси, а также теплосодержания корпуса смесительного барабана АБС.

Происходящее в смесительном барабане АБС одновременное смешивание бетонной смеси и поступление пара с высокой скоростью значительно ускоряют процесс теплообмена. Взаимное трение частиц и кинетическая энергия потока пара уменьшают толщину пленки конденсата и изменяют ее течение, переводя его в состояние волнового и турбулентного, при котором коэффициент теплоотдачи возрастает. При пароразогреве элементарные объемы бетонной смеси проходят многократно через зону действия струи пара, при этом они разогреваются до температуры, близкой к температуре теплоносителя, выходя из зоны действия струи пара, эти частицы быстро охлаждаются. Такие температурные перепады в сочетании с пониженной вязкостью воды и повышенной проникаемостью пара приводят к разрушению первично образовавшихся флокул цементных частиц. Эффективный радиус частиц уменьшается с 55 мк (холодных) до 37 мк (пароразогретых). Таким образом, процесс пароразогрева приводит к диспергации. Кроме того, попадая в струю пара, более легкие частицы цемента и мелкого заполнителя торкретируют поверхность более крупного заполнителя и тем самым сдирают пленку конденсата. Наиболее благоприятные условия теплообмена складываются в начале процесса нагревания, в связи с относительно малой толщиной пленки конденсата. В этот период, когда бетонная смесь еще достаточно суха, происходит упругое столкновение частиц, что уменьшает толщину пленки. По мере увлажнения смеси, действие упругих сил уменьшается, что приводит к увеличению толщины пленки конденсата.

Термохимические воздействия, осуществленные в период наибольшей концентрации реагирующих веществ, максимально интенсифицируют реакции в бетонной смеси. Согласно закону Я. Вант-Гоффа, повышение температуры теплоносителя до парообразования способствует максимальной проникающей способности и многократно увеличивает скорость процесса диссоциации.

С учетом комплексного критерия наиболее эффективной температурой разогрева бетонной смеси можно считать 55-65°C. До этих температур теплопередача от пара к компонентам бетонной смеси идет наиболее интенсивно, подвижность бетонной смеси максимальна и достаточно продолжительна по времени для подачи и укладки ее в опалубку, экзотермия оптимальна, теплоотвод в опалубке осуществляется по наиболее «мягкому» режиму, получаемая прочность бетона максимальна. Все это благоприятно сказывается как на улучшении технологических свойств бетонной смеси, так и на увеличении физико-механических характеристик бетона. При более высоких температурах отделяется адсорбционная вода, образуется эттрингит, поглощающий воду, а также повышается испарение. Все это резко замедляет диффузионные процессы.

Таким образом, синергетический эффект, получаемый от разных видов воздействий, в результате интенсивного одновременного и согласованного внесения разных видов энергии приводит к цепным реакциям и к высокой упорядоченности системы. Плотная структура создается с наиболее полным сохранением и усвоением внесенной энергии. Это достигается постепенным остыванием, постоянным теплотоком и естественным выдерживанием бетона.

Использование пара для разогрева компонентов бетонной смеси в смесительном барабане АБС позволяет значительно расширить технологические возможности АБС. Возможные технологические варианты бетонирования монолитных конструкций пароразогретыми в АБС смесями представлены на авторской технологической блок-схеме (рис. 2).

При выборе технологии бетонирования монолитных конструкций пароразогретыми в АБС смесями необходимо исходить из возможности приготовления горячих смесей:

- при строительстве объектов время доставки бетонной смеси к которым не превышает технологически допустимого для данного вида смеси (на бетонном узле);
- при строительстве объектов второй и последующих очередей, а так же на реконструируемых предприятиях (с получением пара от существующих стационарной котельной или паропровода);
- при строительстве отдельно расположенных объектов, в том числе удаленных на значительное расстояние (с применением передвижных парогенераторов);
- двухстадийно (с пароразогревом компонентов бетонной смеси на бетонном узле и последующим пароразогревом на строительном объекте).

При этом АБС могут загружаться:

- смесью из предварительно высушенных заполнителей (сухой);
- смесью из заполнителей естественной влажности (увлажненной);
- смесью при повышенной влажности компонентов (влажной);
- смесью с количеством воды затворения до 70% (смоченной).

В зависимости от принятой схемы загрузки она может осуществляться как послойно (при загрузке через люк на боковой стенке смесительного барабана), так и с предварительным смешиванием компонентов смеси (при загрузке через заднее торцовое отверстие). При послойной загрузке компонентов бетонной смеси, в том числе заполнителей естественной влажности, составляющие бетонной смеси не подвергаются особым изменениям, так как цемент укладывается последним. Загрузка с предварительным смешиванием компонентов смеси может производиться как последовательно, так и пропорционально. При последовательной загрузке материалы подаются в следующем порядке: песок, крупный заполнитель, цемент, вода. Пропорциональная загрузка производится сразу всеми составляющими смеси при подаче сухих компонентов «слоеным пирогом» на ленте конвейера. Послойная загрузка через люк в боковой стенке смесительного барабана применяется крайне редко.

Смешивание бетонной смеси может происходить при:

- загрузке (скорость вращения барабана от 9 до 12 об./мин.);
- побуждении (2-6 об./мин.);
- перемешивании (6-12 об./мин.);
- периодическом побуждении и перемешивании;
- разгрузке (9-12 об./мин.).

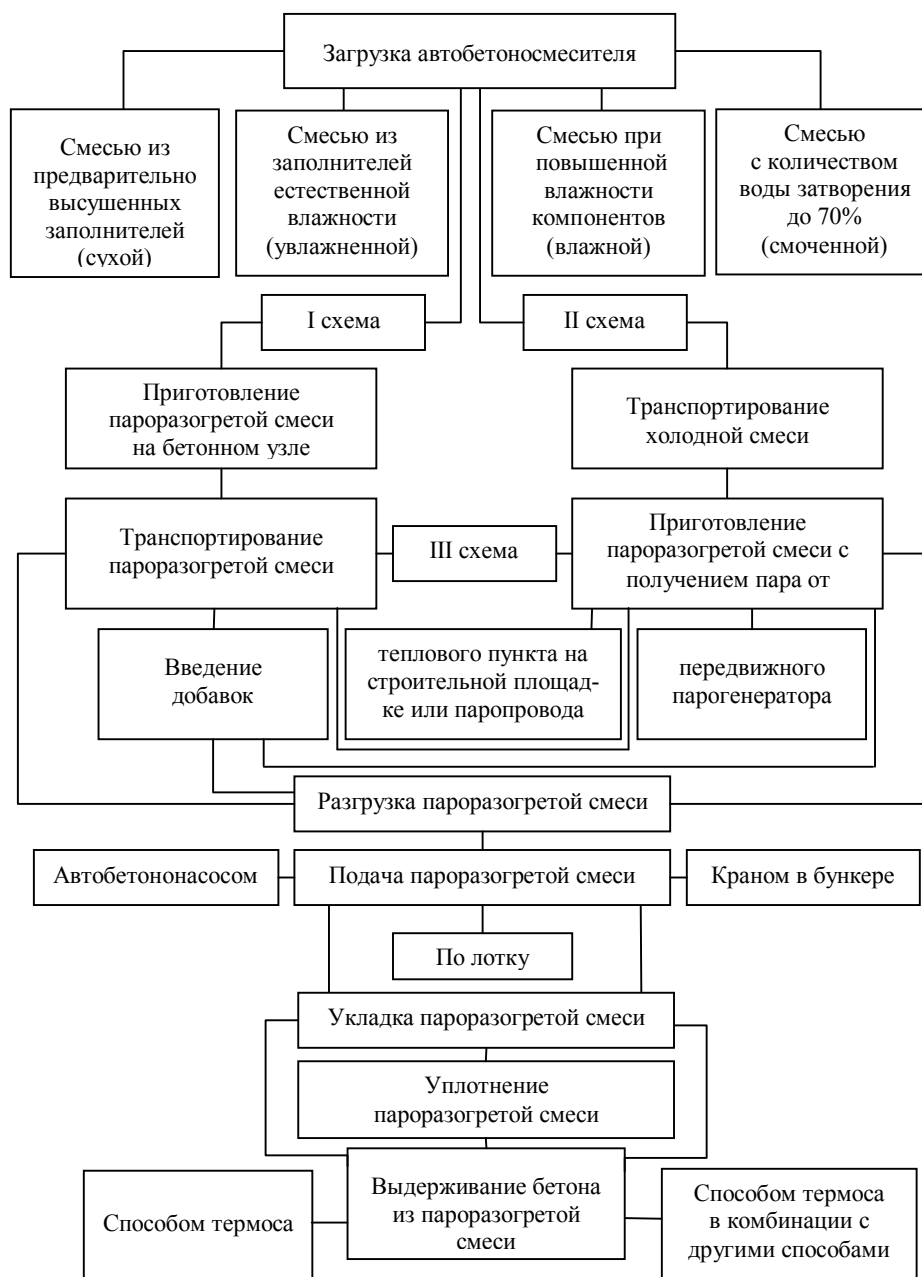


Рисунок 2 – Технологическая блок-схема бетонирования монолитных конструкций пароразогретыми в автобетоносмесителях смесями

Кроме того, бетонная смесь может выдерживаться в смесительном барабане без вращения его.

Пароразогрев бетонной смеси в смесительном барабане АБС возможен путем введения поочередно или одновременно пара и воды в сухую, увлажненную или влажную смесь и пара в смоченную смесь. При этом воду целесообразно вводить с температурой равной или выше температуры приготавливаемой бетонной смеси.

Притом введение пара может осуществляться по двум вариантам:

- на смесь (с расположением ввода пара в свободном пространстве смесительного барабана);
- в смесь (с вводом пара внутрь самой смеси).

Учитывая то, что пароразогрев бетонной смеси может осуществляться на стоянке АБС при вращении барабана, скорость его может быть любой (от 2 до 12 об./мин.). В то же время транспортирование производится в режиме побуждения или без вращения барабана, так как возникающие при вращении барабана с большей скоростью центробежные усилия могут привести к опрокидыванию АБС, особенно на поворотах.

Осуществление пароразогрева бетонной смеси в процессе транспортирования до настоящего времени осуществить не представляется возможным из-за отсутствия выпускаемого промышленностью малогабаритного парогенератора высокой паропроизводительности.

Таким образом, в АБС может осуществляться транспортирование: холодных компонентов бетонной смеси, холодной, подогретой или горячей бетонной смеси.

Введение добавок в бетонную смесь возможно на любом этапе приготовления и транспортирования смеси.

Единственным существенным требованием при разгрузке бетонной смеси является выбор такой скорости разгрузки, которая позволяет избежать расслаивания смеси.

Подача бетонной смеси может осуществляться непосредственно в конструкцию по лотку (желобу) или по бетоноводу автобетононасоса, а также краном с перегрузкой в бункера.

Укладку пароразогретой бетонной смеси целесообразно производить в кратчайшие сроки во избежание потери подвижности и тепла. Регулирование подвижности пароразогретой смеси можно добиться применением пластифицирующих добавок, например, С-3. Уплотнение ее в конструкциях нецелесообразно, ввиду нарушения структуры новообразований горячей смеси.

Выдерживание бетона из пароразогретой смеси в конструкциях может осуществляться только способом термоса или им в комбинации с другими способами (например, термоактивной опалубкой) и с утеплением.

Впервые в мире технология синергобетонирования монолитных конструкций бетонными смесями, разогретыми паром в смесительном барабане АБС, была применена автором в октябре 1980 года при возведении фундаментов котельной животноводческого комплекса во Владимирской области. Тем самым было положено начало применения новой технологии, базирующейся на фундаментальных законах и принципах синергетики. Новая технология позволила максимально сократить время возведения монолитных конструкций и перейти к круглогодичной организации производства с суточным оборотом опалубки.

Применение технологии бетонирования монолитных конструкций пароразогретыми в АБС смесями, осуществленное в России и за рубежом, доказало правоту выдвинутых и реализованных теоретических положений, взятых за основу при разработке новых приемов и способов ведения строительных работ.

Кузьмин Игорь Борисович

Владимирский государственный университет им. А.Г. и Н.Г. Столетовых, г. Владимир

Кандидат технических наук, доцент кафедры «Полимерные материалы»

Тел.: +7 904 036 60 80

E-mail: Kuzmin-IB@yandex.ru

KUZMIN I.B.

**THEORETICAL BASIS TECHNOLOGY OF
CONCRETING OF MONOLITHIC CONSTRUCTIONS BY MIXES
WARMED UP BY STEAM IN AUTO CONCRETE MIXERS**

The article presented the scientific principles of increasing the strength of concrete, which are implemented with technology concreting monolithic constructions by mixes heated steam in the mixing drum of the mixer truck. Describes the various options for the application of technology. The synergistic effect obtained as a result of intensive simultaneous and harmonized introduction of various types of energy, results in a high order system. The dense structure of concrete is created with the most complete conservation and assimilation energy introduced in a gradual cooling and natural keeping.

Keywords: *automobile concrete mixers, warmed up by steam concrete mixes, technology of concreting.*

Kuzmin Igor Borisovich

Vladimir state university of A.G. and N.G. Stoletovyh, Vladimir

Candidate of technical science, associate professor of department «Polymeric materials»

Ph.: +7 904 036 60 80

E-mail: Kuzmin-IB@yandex.ru

МИШИНА А.В.

ИЗМЕНЕНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ВЫСОКОПРОЧНОГО СТАЛЕФИБРОБЕТОНА ВО ВРЕМЕНИ

Данная работа направлена на исследование основных физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона в различном возрасте. Получены значения прочности и модуля упругости, а также уравнения изменения этих параметров во времени для высокопрочного сталефибробетона.

Ключевые слова: высокопрочный сталефибробетон, прочность, модуль упругости.

Развитие строительного материаловедения привело к появлению сверхвысокопрочных бетонов. Это материалы, отличающиеся от традиционных бетонов низким водоцементным отношением, большим количеством цемента и наличием в их составе модификаторов на основе микрокремнезема. Однако высокопрочные бетоны обладают повышенной хрупкостью, что увеличивает их возможность внезапного разрушения. Увеличения пластических свойств бетона удается достигнуть путем включения в состав высокопрочных бетонов стальной фибры, которая также способствует увеличению прочности на растяжение и трещиностойкости.

Объектом данного исследования является сверхвысокопрочный дисперсно армированный порошокбетон, разработанный в лаборатории №16 НИИЖБ. Дисперсное армирование заключается в добавлении в сверхвысокопрочную бетонную матрицу стальных волокон. В состав бетонной смеси входил цемент М500 ДО, песок кварцевый фракций 0,1-0,63 и модификатор МБЗ-50К, состоящий из микрокремнезема, золы-уноса и суперпластификатора. Для дисперсного армирования использовалась фибра волновая Ø0,3 мм, l = 15 мм, высокоуглеродистая сталь с временным сопротивлением 1200 Н/мм². Состав бетонной смеси приведен в таблице 1.

Таблица 1 – Состав бетонной смеси

Фактический состав бетонной смеси, кг/м ³					Плотность бетонной смеси, кг/м ³	Расплав конуса, см	В/Ц
Цемент	Модификатор МБЗ-50К	Песок	Стальная фибра	Вода			
850	350	830	180	180	2405	75	0,21

Соотношение длины фибры к ее диаметру $l_f/d_f = 50$ и объем вводимой фибры составлял 2,38%. За счет небольшой относительной длины волокон при приготовлении смеси эффекта комкования не наблюдалось.

Расплав конуса составил 75 см. Следовательно, данный бетон можно назвать самоуплотняющимся. Это значит, что он не требует дополнительной вибрации при укладке в опалубку и равномерно распределяется по ней.

С целью оценки распределения стальной фибры по объему несколько образцов-призм были распилены в трех ортогональных плоскостях алмазным диском. Результаты визуального сравнения полученных сечений показали, что распределение фибр по сечению в разных плоскостях было равномерным, и однородность порошокбетона была обеспечена.

Настоящее исследование направлено на определение физико-механических характеристик высокопрочного дисперсно армированного порошокбетона и их зависимости от возраста. Для этого были испытаны кубические и призмные образцы на кратковременное сжатие в возрасте 3, 7, 14, 28, 90 и 270 суток. Использовались кубы размером 7×7×7 см и призмы размером 7×7×28 см.

Разрушение кубического образца (рис. 1) сложное, сопровождающееся появлением многочисленных трещин в различных направлениях и отслаиванием 1-2 мм поверхностного слоя, который повисает на фибре.



Рисунок 1 – Кубический образец после разрушения

Как видно на рисунке 2, характер разрушения призмического образца близок к правильному, с образованием продольной трещины, расходящейся по углам сверху, и намечающимися диагональными трещинами снизу. Разрушение носит не взрывообразный характер (стальная фибра увеличивает вязкость разрушения бетона).



Рисунок 2 – Призмический образец после разрушения

Результаты испытания образцов на кратковременное сжатие в возрасте 3, 7, 14, 28, 90 и 270 суток представлены в таблице 2 и на рисунках 3, 4.

Исследуемый высокопрочный дисперсно армированный порошок бетон стремительно набирает прочность. Уже спустя трое суток после бетонирования кубиковая и призмическая прочность составляют 60% от прочности бетона в 28-суточном возрасте. Кубиковая прочность продолжает возрастать, призмическая же останавливает свой рост в 90 суток и стабилизируется. Модуль упругости с возрастом увеличивается до значения $45,6 \times 10^3$ МПа в 90 суток и далее немного понижается.

Таблица 2 – Результаты испытания образцов на кратковременное сжатие в возрасте 3, 7, 14, 28, 90 и 270 суток

Возраст бетона t_0 , сут	Кубиковая прочность R , МПа	Призменная прочность R_b , МПа	Модуль упругости $E \times 10^3$, МПа	Условный класс бетона по [2]	Коэффициент призменной прочности, $K=R_b/R$
3	90,5	75,3	38,2	B72	0,83
7	130,1	110,1	43,4	B104	0,85
14	143,5	121,4	44,4	B115	0,85
28	150,2	128,6	46,1	B120	0,86
90	151,3	138,8	48,2	B121	0,92
270	170,0	136,7	45,6	B137	0,80

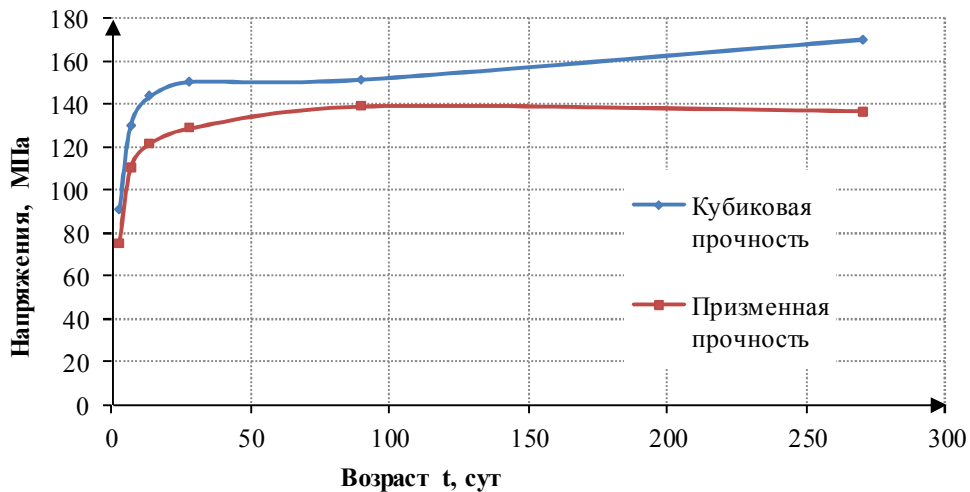


Рисунок 3 – Рост прочности сверхвысокопрочного дисперсно армированного бетона во времени

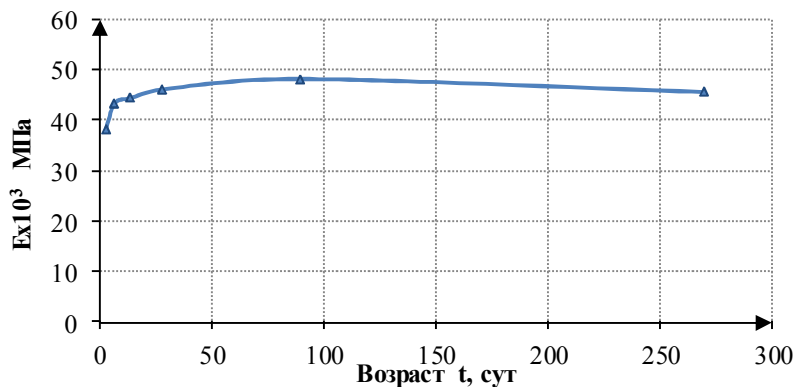


Рисунок 4 – Рост модуля упругости сверхвысокопрочного дисперсно армированного бетона во времени

Такая диаграмма нарастания прочности (рис. 3) не характерна для традиционных бетонов, поэтому имеющиеся выражения для описания роста прочности не подходят для высокопрочного дисперсно армированного порошкового бетона. Поэтому на основании опытных данных была подобрана эмпирическая формула, довольно точно описывающая рост прочности высокопрочного порошкового сталефибробетона во времени:

$$R_{bn}(t_0) = R_{bn}(28) \cdot \frac{t_0}{2,3 + 0,92 \cdot t_0}, \quad (1)$$

где $R_{bn}(28)$ – значение прочности бетона в возрасте 28 суток; t_0 – возраст бетона.

Сравнение значений, полученных по формуле (1), с результатами эксперимента представлено на рисунке 5.

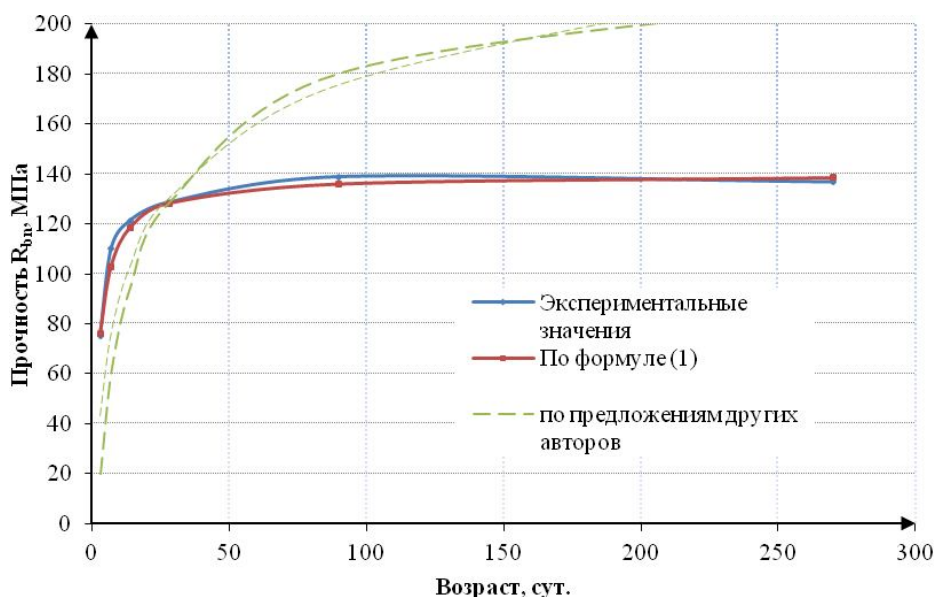


Рисунок 5 – Сравнение экспериментальных и теоретических значений прочности высокопрочного сталефибробетона

Значения, полученные с помощью формулы (1), хорошо соотносятся с [1].

Для определения модуля упругости в разном возрасте рекомендуется использовать следующую формулу:

$$E_{bn}(t_0) = E_{bn}(28) \cdot \frac{t_0}{2,3 + 0,92 \cdot t_0}, \quad (2)$$

где $E_{bn}(28)$ – значение модуля упругости бетона в возрасте 28 суток; t_0 – возраст бетона.

Сравнение значений, полученных по формуле (2), с экспериментальными данными показано на рисунке 6.

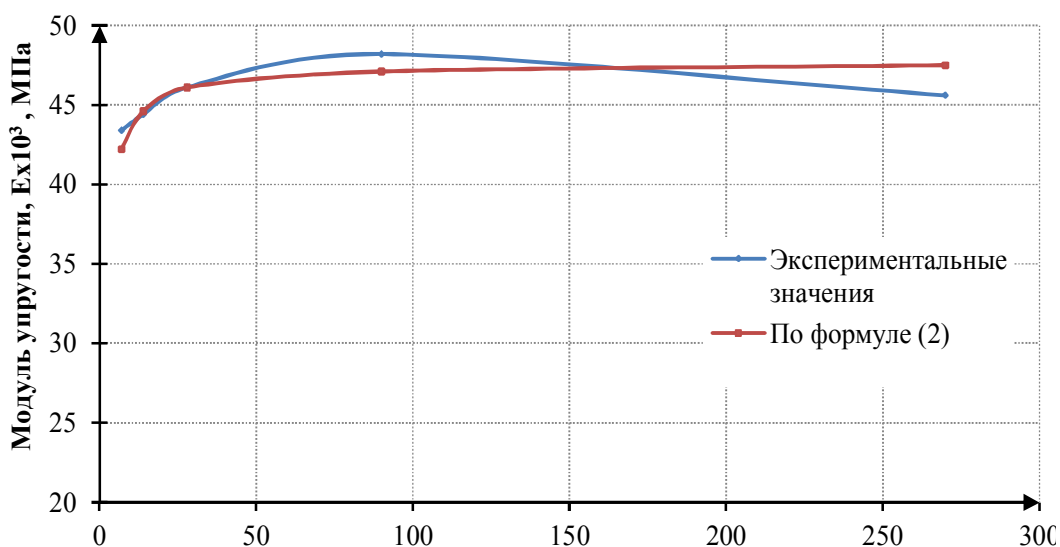


Рисунок 6 – Сравнение экспериментальных и теоретических значений модуля упругости высокопрочного сталефибробетона

Выводы

1. Проведенные исследования доказывают эффективность применения стальной фибры для улучшения вязкости разрушения высокопрочного бетона. Равномерно распределяясь в те-

ле бетона, стальные волокна создают пространственный каркас, препятствующий хрупкому разрушению образца.

2. Полученный материал обладает высокими значениями прочности на сжатие уже в молодом возрасте, что имеет большое значение при современных темпах строительного производства.

3. Предложенные зависимости роста физико-механических характеристик высокопрочного сталефибробетона от его возраста позволяют получать значения прочности и модуля упругости в любом возрасте.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ACI 209R-92 «Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures», ACI Committee 209, 2002.
2. ГОСТ Р 53231-2008. Бетоны. Методы контроля и оценки прочности [Текст].

Мишина Александра Васильевна

Научно-исследовательский институт строительной физики, г. Москва

Аспирант

E-mail: amis25@mail.ru

MISHINA A.V.

CHANGE IN THE PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF HIGH-STRENGTH STEEL FIBRO CONCRETE IN THE COURSE OF TIME

This study is focused on research of basic physical and mechanical properties of high performance steel fiber reinforced concrete at different age. The value of compressive strength and modulus of elasticity were obtained, and equations of its time variation were developed for high performance steel fiber reinforced concrete.

Keywords: *high performance steel fiber reinforced concrete, strength, modulus of elasticity.*

BIBLIOGRAPHY

1. ACI 209R-92 «Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures», ACI Committee 209, 2002.
2. GOST R 53231-2008. Betony. Metody kontrolja i ocenki prochnosti [Tekst].

Mishina Alexandra Vasilevna

Scientific research institute of building physics, Moscow

Post-graduate student

E-mail: amis25@mail.ru

СТЕФАНЕНКО И.В., УШАКОВ А.В., АКЧУРИН Т.К.

РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ЖАРСТОЙКОГО БЕТОНА НА ФОСФАТНОМ СВЯЗУЮЩЕМ

В статье рассмотрена методика проведения испытаний на трещиностойкость образцов из бетона с помощью портативного испытательного стенда, разработанного в ВолгГАСУ. Испытательный стенд предназначен для разрушения образцов расклиниванием, что эквивалентно трехточечному изгибу, и содержит упругий силовозбудитель и жесткий элемент противодействия. Представлены полные диаграммы деформирования образцов из жаростойкого бетона на фосфатном связующем после нагрева при различных температурах с выделенными диаграммами изменения упругого сопротивления образцов разрушению.

Ключевые слова: жаростойкий бетон, температура нагрева, диаграмма деформирования.

Были исследованы на трещиностойкость образцы из жаростойкого бетона после нагревания при различных температурах на оборудовании, разработанном и изготовленном в ВолгГАСУ [1].

В портативном устройстве (рис. 1) используется принцип повышения жесткости процесса нагружения материала с помощью элемента противодействия, имеющего высокую жесткость, перемещаемого относительно условно неподвижного элемента нагружения и регулирующего таким образом перемещение условно подвижного элемента [2]. При этом силовозбудитель устройства выполнен в виде упруго деформируемого аккумулятора энергии. Схема устройства позволяет обеспечить приложение расклинивающих усилий к испытываемому образцу в максимальной близости друг от друга, чем обеспечивается минимальное количество запасаемой в образце упругой энергии.

Устройство содержит силовозбудитель 1 (рис. 1), выполненный в виде разрезного кольца с консолями 2 и 3, являющихся соответственно условно неподвижным и условно подвижным элементами нагружения, снабженные губками (зацепами) 4 и 5, взаимодействующими с заплечиками 6 образца 7, имеющего инициирующий надрез 8. Консоли 2 и 3 стянуты винтом 9, являющимся жестким элементом противодействия. В стяжном винте 9 выполнено осевое отверстие для установки мерительного плунжера индикатора часового типа с ценой деления 0,001 мм (не показано), а на упругом кольце-силовозбудителе 1, являющимся одновременно динамометром, установлен индикатор часового типа с ценой деления 0,01 мм (не показано), обеспечивающий определение как величины раскрытия инициирующего надреза 8, так и определение развиваемого силовозбудителем 1 усилия. Зависимость величины этого усилия от степени деформации кольца 1 определяется предварительной тарировкой. Предварительную тарировку упругого кольца-силовозбудителя 1 и жесткого элемента противодействия (стяжного винта 9) производят с помощью образцового динамометра.

Устройство имеет наружный диаметр кольца 110 мм, осевую длину 80 мм и толщину стенки 15 мм и снабжено стяжным винтом М14×100.

Общий вид зависимости усилий от перемещений и деформаций элементов в устройстве и в испытываемом образце представлен на рисунке 2.

При испытаниях сначала производят предварительное напряжение силовозбудителя 1 с помощью элемента противодействия – стяжного винта 9. Консоли 2 и 3 сводят таким образом, чтобы между зацепами 4 и 5 оставался минимальный зазор, при этом суммарная ширина сдвинутых зацепов должна быть меньше ширины паза между заплечиками 6 испытываемого образца 7 (для изготовленного устройства паз в образце имеет ширину 11 мм). Образец 7 устанавливают на зацепы 4 и 5 (рис. 2) и начинают разводить последние с заданной скоростью,

вывинчивая стяжной винт 9. После касания зацепами 4 и 5 заплечиков 6 материал образца 7 начинает воспринимать часть нагрузки, развиваемой упругим кольцом 1, при этом доля нагрузки, воспринимаемой стяжным винтом 9, соответственно уменьшается относительно значений, полученных при тарировке. После достижения материалом образца предела прочности катастрофического разрушения не происходит, так как количество энергии, подводимой к образцу для увеличения поверхности подрастающей магистральной трещины, контролируется стяжным винтом 9. Таким образом, обеспечивается полностью контролируемое разрушение образца 7 вплоть до разделения его на два фрагмента. Усилие, воспринимаемое образцом в любой момент испытания, определяется по разности между деформацией стяжного винта 9 при тарировочном деформировании кольца 1 и деформацией стяжного винта 9 при соответствующих деформациях кольца 1 в процессе нагружения образца 7.

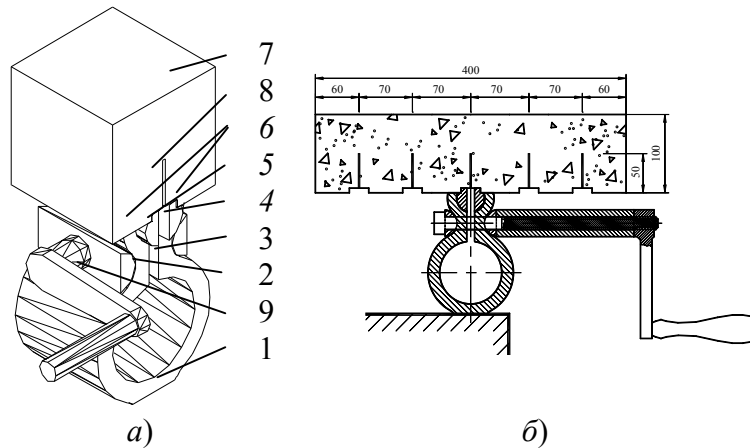


Рисунок 1 – Портативное устройство для равновесного разрушения при двухточечном изгибе:
a – общий вид; *б* – получение пяти диаграмм с одного образца. 1 – упругий силовозбудитель – разрезное кольцо; 2 и 3 – консоли; 4 и 5 – зацепы; 6 – заплечики; 7 – образец; 8 – инициирующий надрез, 9 – жесткий элемент противодействия – стяжной винт

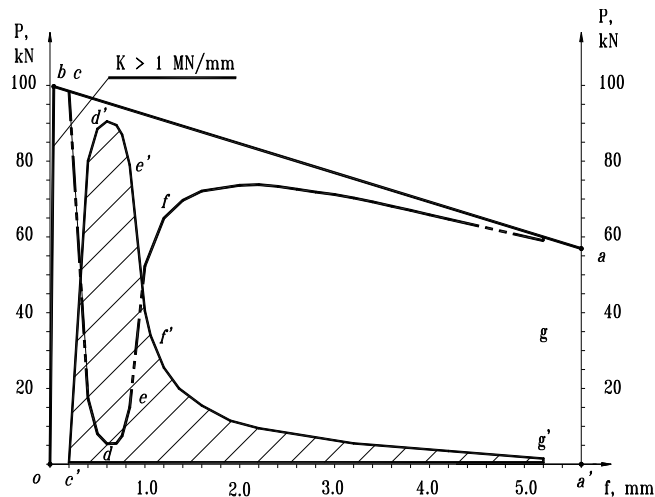


Рисунок 2 – Совмещенные диаграммы деформирования и перемещения элемента противодействия, деформирования образца и нагружающего элемента

Образцы из жаростойкого бетона на фосфатном связующем выполнены в виде стандартных балочек $160 \times 40 \times 40$ мм, изготовленных в соответствии с требованиями «Инструкции по технологии приготовления жаростойких бетонов (СН 156-79)». На каждой балочке алмазным диском толщиной 2 мм выполнено по три инициирующих надреза глубиной 15 мм. Заплекчики на образцах выполнены с помощью металлических брусочков $40 \times 15 \times 8$ мм, приклеенных на поверхность образцов эпоксидным клеем вблизи инициирующих надрезов на рас-

стоянии друг от друга, соответствующем расстоянию между зацепами устройства в сведенном положении с гарантированным зазором, то есть на расстоянии 11,2-11,5 мм друг от друга. С каждого образца было получено по три диаграммы деформирования.

На рисунке 3 представлено влияние нагрева при различных температурах на характер диаграмм $R(f)$ деформирования образцов из жаростойкого бетона на фосфатном связующем. Выделение диаграмм упругого сопротивления $R_y(f)$ проводилось графическим методом [3].

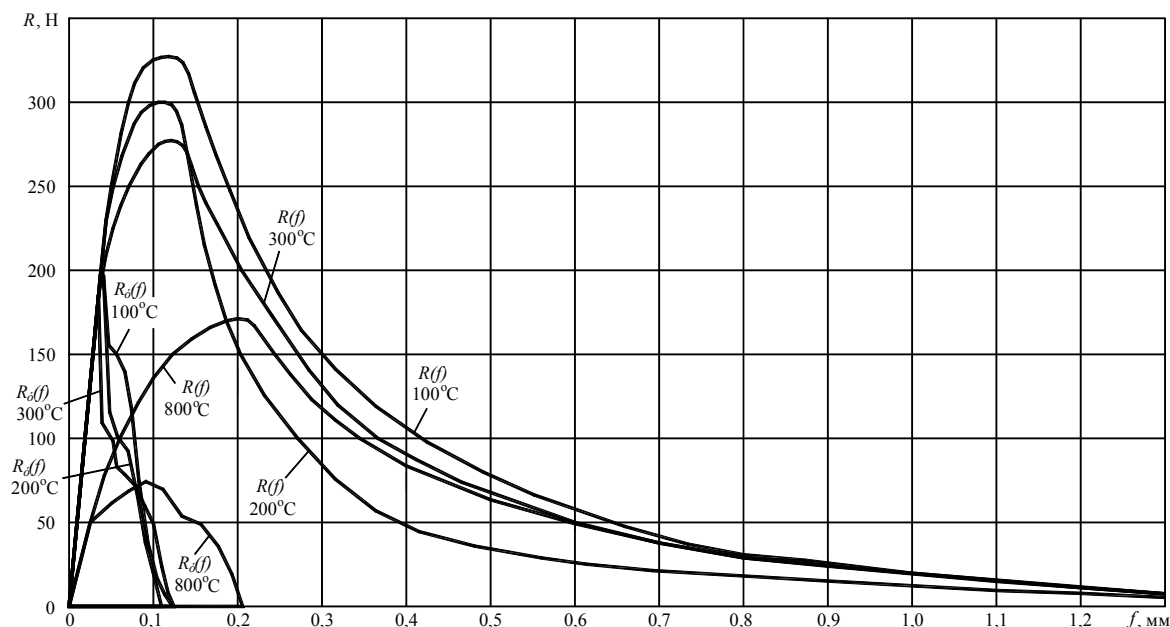


Рисунок 3 – Полностью равновесные диаграммы деформирования $R(f)$ и выделенные диаграммы упругого сопротивления $R_y(f)$ для жаростойкого бетона на фосфатном связующем при различных температурах нагрева: 100°C; 200°C; 300°C; 800°C; f – прогиб образца

Анализ характера диаграмм деформирования и их площадей показывает, что при повышении температуры нагрева абсолютные значения максимального сопротивления $R(f)$ бетона деформированию уменьшаются, однако, площади под диаграммами деформирования, соответствующие энергии разрушения бетона, уменьшаются при этом незначительно, что обусловлено более пологим характером нисходящей ветви диаграмм после нагрева при более высоких температурах. Как известно, величина энергии разрушения является характеристикой трещиностойкости бетона.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ушаков, А.В. Переносный стенд для разрушающего испытания хрупких материалов на изгиб с регистрацией полностью равновесных диаграмм деформирования [Текст] / А.В. Ушаков, Т.К. Акчурин // Городские агломерации на оползневых территориях: матер. Международн. н/техн. конф. 15-17 окт. 2003, Волгоград, ч. 1. – С. 5-9.
2. Ушаков, А.В. Разрушение образца из бетона в испытательном прессе, снабженном жестким элементом противодействия, перемещаемым относительно стола пресса в направлении нагружения образца [Текст] / А.В. Ушаков, Т.К. Акчурин, И.В. Стефаненко // Современные проблемы фундаментостроения: сборник трудов Международной научно-технической конференции. – Волгоград: ВолГАСУ, 2005. – С. 104-109.
3. Ушаков, А.В. Выделение диаграмм упругого и диссипативного сопротивлений из восходящей ветви диаграммы деформирования графическим методом [Текст] / А.В. Ушаков, Т.К. Акчурин, И.В. Стефаненко // Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов: Материалы V Международной науч.-техн. конф., Волгоград, 23-24 апреля 2009 г. – Волгоград: ВолГАСУ, 2009. – Ч. II. – С. 86-92.

Стефаненко Игорь Владимирович

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет, г. Волгоград

Кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные материалы и специальные технологии»

Ушаков Алексей Васильевич

Кандидат технических наук

E-mail: oantc@mail.ru

Акчурин Талгат Кадимович

Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет, г. Волгоград

Кандидат технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительные материалы и строительные технологии»

Тел.: +7 (8442) 96-99-56

STEFANENKO I.V., USHAKOV A.V., AKCHURIN T.K.

**THE RESULTS OF DETERMINING CRASH-RESISTING
CHARACTERISTICS OF THERMO-RESISTING PHOSPHATE
CONCRETE**

The article discusses methods of testing for fracture toughness of concrete samples using a portable test stand developed in VolgGASU. The test stand is designed to destroy samples of wedging which is equivalent of three-point bending, and contains an elastic exciter power and hard element of opposite pressure. A full strain diagram of specimens heat-resistant concrete phosphate binder after heating at different temperatures with selected diagrams changes the elastic resistance of the samples destroyed.

Keywords: heat resisting concrete, heating temperature, the deformation diagram.

BIBLIOGRAPHY

1. Ushakov, A.V. Perenosnyj stend dlja razrushajuwegu ispytaniya hrupkih materialov na izgib s registraciej polnost'ju ravnovesnyh diagramm deformirovaniya [Tekst] / A.V. Ushakov, T.K. Akchurin // Gorodskie aglomeracii na opolznevyh territorijah: mater. Mezhdunarodn. n/tehn. konf. 15-17 okt. 2003, Volgograd, ch. 1. – S. 5-9.
2. Ushakov, A.V. Razrushenie obrazca iz betona v ispytatel'nom presse, snabzhennom zhestkim jelementom protivodavlenija, peremewaemym odnositel'no stola pressa v napravlenii nagruzhenija obrazca [Tekst] / A.V. Ushakov, T.K. Akchurin, I.V. Stefanenko // Sovremennye problemy fundamentostroenija: sbornik trudov Mezhdunarodnoj nauchno-tehnicheskoy konferencii. – Volgograd: VolgGASU, 2005. – S. 104-109.
3. Ushakov, A.V. Vydelenie diagramm uprugogo i dissipativnogo soprotivlenij iz voshodjavej vetvi diagrammy deformirovaniya graficheskim metodom [Tekst] / A.V. Ushakov, T.K. Akchurin, I.V. Stefanenko // Nadezhnost' i dolgovechnost' stroitel'nyh materialov, konstrukcij i osnovanij fundamentov: Materialy V Mezhdunarodnoj nauch.-tehn. konf., Volgograd, 23-24 aprelja 2009 g. – Volgograd: VolgGASU, 2009. – Ch. II. – S. 86-92.

Stefanenko Igor Vladimirovich

Volgograd state architecturally-building university, Volgograd

Candidate of technical science, senior lecturer of department «Building materials and special technologies»

Ushakov Alexey Vasilevich

Candidate of technical science

E-mail: oantc@mail.ru

Akchurin Talgat Kadimovich

Volgograd state architecturally-building university, Volgograd

Candidate of technical science, professor, head of department «Building materials and building technologies»

Ph.: +7 (8442) 96-99-56

ХРИСТОФОРОВ А.И., ХРИСТОФОРОВА И.А., КУЗЬМИН Д.И.

МЕЛКОЗЕРНИСТЫЙ БЕТОН МОДИФИЦИРОВАННЫЙ СМЕСЬЮ ОРГАНИЧЕСКИХ СОЕДИНЕНИЙ Na^+ И УГЛЕРОДНЫХ НАНОМАТЕРИАЛОВ

В статье отражены исследования по использованию органических соединений Na^+ совместно с углеродными наноматериалами при изготовлении мелкозернистых бетонных смесей. Такого рода модификаторы позволяют добиться мультипликативного эффекта заключающегося в одновременном повышении как технологических свойств, так и технических характеристик бетонов. Ввиду достаточной загрязненности углеродных нанотрубок после их получения для их использования в процессе модификации бетона необходимо производить привитие им функциональных групп и очистку, при этом большое внимание уделяется инструментарию для изучения получаемых нанотрубок.

Ключевые слова: мелкозернистый бетон, органические соединения Na^+ , углеродные наноматериалы, нанодобавки для бетона, наночастицы, наномодифицированные материалы.

С целью исследования возможности использования углеродных наноматериалов для повышения свойств модификаторов бетонов [1, 2] был использован углеродный наноматериал (УНМ) «Таунит» производства ВлГУ. Структура «Таунита» изучалась визуально на основе изображений растровой электронной микроскопии (рис. 1).

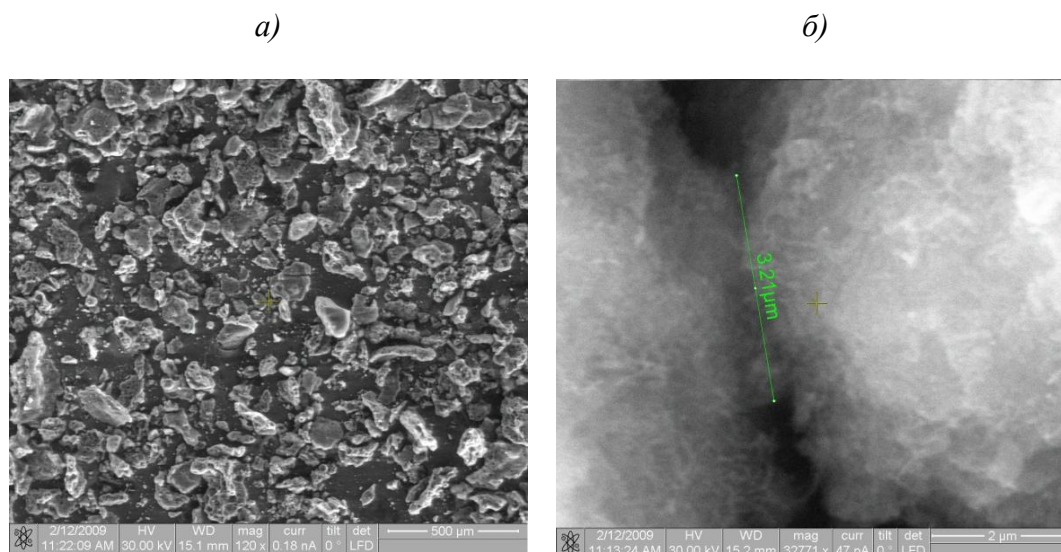


Рисунок 1 – Структура частиц УНМ «Таунит» до функционализации, полученная на РЭМ Quanta 200 3D, с разрешением: а – 120 крат; б – 5 334 крат; в – 20 866 крат; г – 32 771 крат

Из представленных на рисунке 1 данных видно, что углеродный наноматериал «Таунит» состоит из макроразмерных образований (степень увеличения 120 крат). При степени увеличения 32 771 крат установлено, что эти макроразмерные образования состоят из отдельных нанотрубок.

Как показали предварительные исследования, введение в смесь не функционализированных нанотрубок не дает эффекта. Поэтому было принято решение использовать способ функционализации наноматериалов, предложенный Раковым Э.Г. [3]. По мнению Ракова Э.Г. функционализированные материалы способны самопроизвольно распределяться в воде и ПАВ. При расшифровке ИК-спектров функционализированных нанотрубок в спектре присутствуют полосы, характерные для групп ОН, что объясняется образованием гидроксильных групп на поверхности. Функционализированные наноматериалы изучались с помощью просвечивающей электронной микроскопии (ПЭМ) (рис. 2).

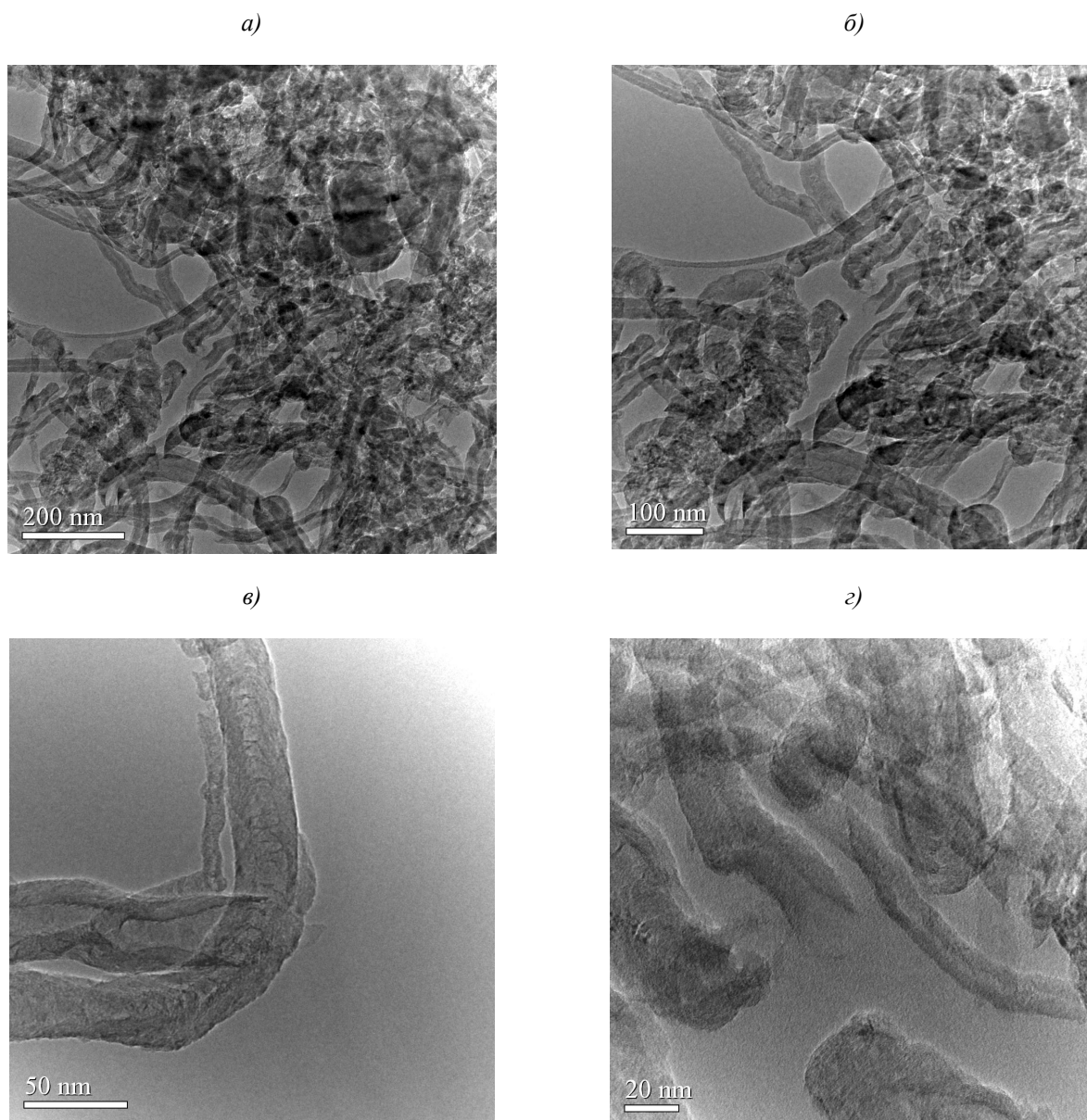


Рисунок 2 – Структура частиц УНМ «Таунит» после функционализации, полученная на ПЭМ, с разрешением: а – 200 000 крат; б – 300 000 крат; в – 500 000 крат; г – 600 000 крат

Из анализа рисунка 2 видно большое количество искривленных нанотрубок с внешним диаметром 8-60 нм. Длина отдельных нанотрубок доходит до 2 мкм. Видны открытые окончания трубок. У большинства нанотрубок имеется внутренний канал, диаметр которого составляет 10-80% от внешнего диаметра. Также встречаются трубки с каналом и внутренними перегородками, а также без каналов.

Углеродный наноматериал «Таунит» вводился в химическую добавку. Полученная смесь углеродных наноматериалов «Таунит» с химической добавкой органических соединений Na^+ [4, 5] добавлялась в мелкозернистую бетонную смесь. Компоненты бетонной смеси брались исходя из водоцементного соотношения 0,5 и цемента к песку 1:3 соответственно.

В литературе [6, 7] рассматриваются следующие основные направления повышения свойств бетонов при введении нанодобавок:

- повышение реологических свойств изучаемых смесей;
- обеспечение повышенной сохраняемости подвижности во времени;
- повышение прочностных характеристик и морозостойкости бетона.

Адсорбция добавки органических соединений Na^+ с УНМ «Таунитом» оценивалась с помощью уравнений Гиббса и Ленгмюра определено, что максимальная адсорбция составляет $6 \cdot 10^{-6}$ моль/м², что в 1,5 раза больше чем значение адсорбции для одной добавки.

Первоначально было исследовано на вискозиметре «Reotest 2.1» влияние наноматериалов на подвижность бетонной смеси (рис. 3). Выявлено в результате анализа полученных данных повышение подвижности при введении смеси добавки и «Таунита». При этом повышается сохраняемость бетонной смеси во времени, увеличение в среднем составляет 3 часа по сравнению с мелкозернистой бетонной смесью, модифицированной только органическими соединениями Na^+ (рис. 4).

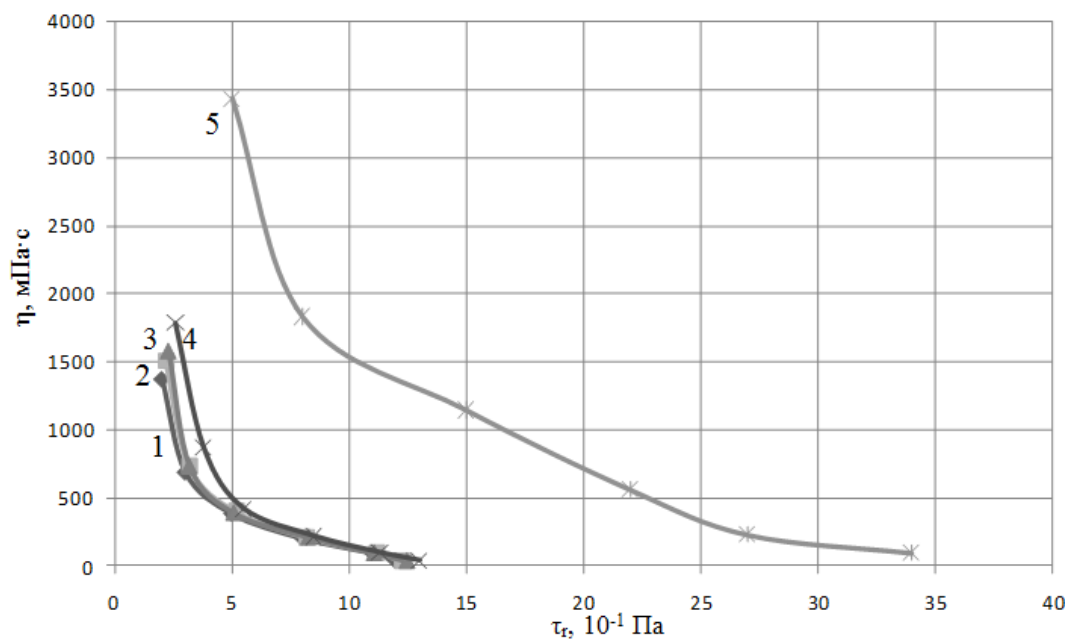


Рисунок 3 – Зависимость динамической вязкости (η) от напряжения сдвига (τ_s) для мелкозернистого бетона модифицированного наноматериалами: 1 – затворенная смесь; 2 – 1 час; 3 – 2 часа; 4 – 3 часа; 5 – 4 часа

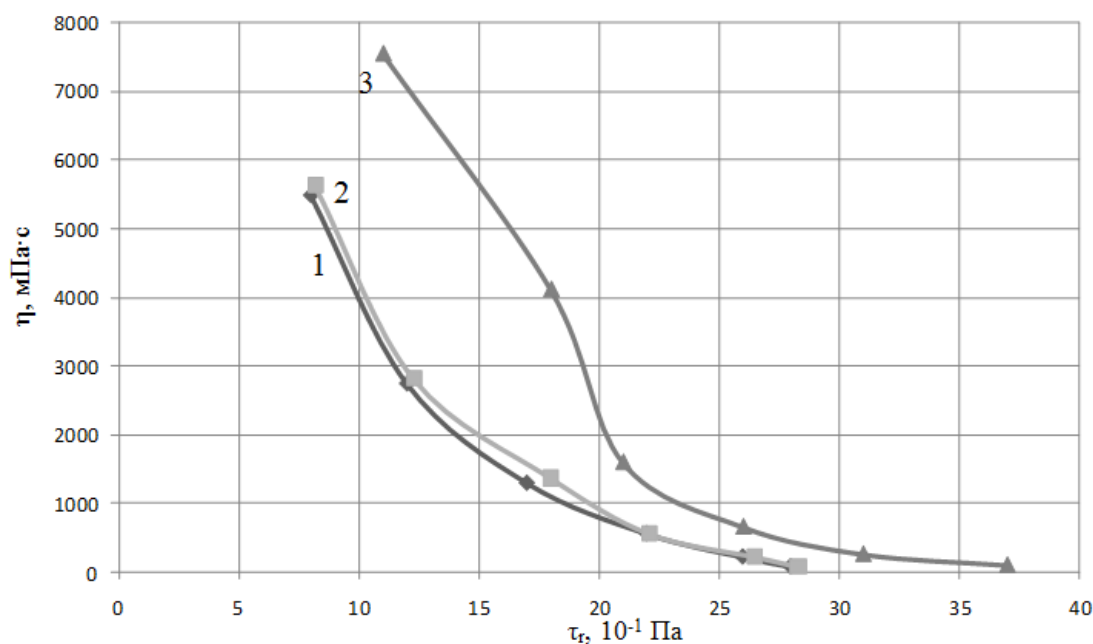


Рисунок 4 – Зависимость динамической вязкости (η) от напряжения сдвига (τ_s) для мелкозернистого бетона, модифицированного органическими соединениями Na^+ : 1 – затворенная смесь; 2 – 1 час; 3 – 2 часа

В процессе исследований использовался мелкозернистый бетон состава: портландцемент (500 кг/м^3), соотношение цемента к песку принималось 1:3. Сложный модификатор брался в количествах, представленных в ранее опубликованной статье [4, 5]. Подвижность модифицированной мелкозернистой бетонной смеси соответствовала марке П1.

Установлено, что модифицированный наноматериалами мелкозернистый бетон имеет повышенные показатели. Подвижность увеличивается по сравнению с немодифицированным бетоном в 3,5 раз, а с модифицированным органическими соединениями Na^+ – в 1,4 раза [4]. Это означает что смесь добавки органических соединений Na^+ и УНМ «Таунит» продолжает относиться к слабopластифицирующей. Воздухововлечение сокращается по сравнению с немодифицированным мелкозернистым бетоном на 30%, а с модифицированным – на 14,6%. Ввиду чего наблюдается рост плотности на 10% и на 2,5% соответственно. Прочность при сжатии образцов вырастает за 28 суток на 36% по сравнению с немодифицированным и на 15% при сравнении с модифицированным. Морозостойкость вырастает в 2 раза по сравнению с немодифицированным. Водонепроницаемость уменьшается в 1,5 по сравнению с обоими видами сравниваемых бетонов. Полученные результаты позволяют утверждать, что модифицирование химических добавок углеродными наноматериалами после их функционализации позволяет в значительной мере повысить физико-механические и эксплуатационные свойства мелкозернистых бетонов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРА

1. Hanehara S., Ichikawa M. Nanotechnology of cement and concrete // *Taiheiyo Cement Kenkyu Hokoku*. – 2001. – №141. – P. 47-58.
2. Srivastava D., Wei C., Cho K. Nanomechanics of carbon nanotubes and composites. *Applied Mechanics Review*, 56, 2003. – 215-230.
3. Anoshkin I.V., Bazykina O.S., Hung Tran Nguyen, Blinov S.N., Ivanov I.G., Rakova E.V., Rakov E.G. Dispersion and separation of thin multi-wall carbon nanotubes// 7th International Conference on the Science and Application of Nanotubes «Nanotube 2006», Nagano, Japan, June 18-25. – p. 138.
4. Христофоров, А.И. Снижение расхода цемента в модифицированных мелкозернистых бетонных смесях [Текст] / А.И. Христофоров, Д.И. Кузьмин, И.Б. Кузьмин // *Строительство и реконструкция*. – 2010. – №3. – С. 70-75.
5. Христофоров, А.И. Механизм структурообразования модифицированного мелкозернистого бетона [Текст] / А.И. Христофоров, И.А. Христофорова, Д.И. Кузьмин // *Строительство и реконструкция*. – Орел: ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК». – 2011. – №1. – С. 80-84.
6. Collepardi M., Collepardi S., Troli R., Skarp U. Combination of Silica Fume, Fly Ash and Amorphous Nano-Silica in Superplasticized High-performance Concretes, *Proceeding of First International Conference on Innovative Materials and Technologies for construction and Rehabilitation*, Lecce, Italy, 2004. – P. 459-468.
7. Aui M., Huang C.P. The Chemistry and Physics of Nano-Cement. Report submitted to NSF-REU, University of Delaware, 2006.

Христофоров Александр Иванович

Владимирский государственный университет им. А.Г. и Н.Г. Столетовых, г. Владимир
Доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой «Химическая технология стекла и керамики»
Тел.: +7 920 929 01 82
E-mail: khristoforov@mail.ru

Христофорова Ирина Александровна

Владимирский государственный университет им. А.Г. и Н.Г. Столетовых, г. Владимир
Доктор технических наук, профессор кафедры «Химическая технология стекла и керамики»
Тел.: +7 910 774 54 26
E-mail: khristoforova-i@mail.ru

Кузьмин Дмитрий Игоревич

Владимирский государственный университет им. А.Г. и Н.Г. Столетовых, г. Владимир
Аспирант кафедры «Химической технологии стекла и керамики»
Тел.: +7 920 620 28 53
E-mail: Kuzmin_Dimitriy@mail.ru

FINE-GRAINED CONCRETE, MODIFIED BY THE MIX OF ORGANIC CONNECTIONS Na^+ AND CARBON NANOMATERIALS

The article describes research on the use of organic compounds Na^+ together with the carbon nanomaterials in the manufacture of fine-grained concrete mixes. This kind of modifiers can achieve a multiplier effect – consisting in the simultaneous increase as technological properties, as well as technical-physical characteristics of concrete. Due to sufficient contamination of carbon nanotubes, after receiving them, for use in the process of modifying the concrete must be the product-led inculcating functional groups and clean, with great attention is given to tools for studying the resulting nanotubes.

Keywords: Fine-grained concrete, organic connections Na^+ , carbon nanomaterials, nanoadditives for concrete, nanoparticles, nanomodified materials.

BIBLIOGRAPHY

1. Hanehara S., Ichikawa M. Nanotechnology of cement and concrete // Taiheiy Cement Kenkyu Hokoku. – 2001. – №141. – P. 47-58.
2. Srivastava D., Wei C., Cho K. Nanomechanics of carbon nanotubes and composites. Applied Mechanics Review, 56, 2003. – 215-230.
3. Anoshkin I.V., Bazykina O.S., Hung Tran Nguyen, Blinov S.N., Ivanov I.G., Rakova E.V., Rakov E.G. Dispersion and separation of thin multi-wall carbon nanotubes// 7th International Conference on the Science and Application of Nanotubes «Nanotube 2006», Nagano, Japan, June 18-25. – p. 138.
4. Hristoforov, A.I. Snizhenie rashoda cementa v modificirovannykh melkozernistykh betonnykh sme-syah [Tekst] / A.I. Hristoforov, D.I. Kuz'min, I.B. Kuz'min // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – 2010. – №3. – S. 70-75.
5. Hristoforov, A.I. Mehanizm strukturoobrazovaniya modificirovannogo melkozernistogo betona [Tekst] / A.I. Hristoforov, I.A. Hristoforova, D.I. Kuz'min // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – Orel: FGBOU VPO «Gosuniversitet – UNPK». – 2011. – №1. – S. 80-84.
6. Collepardi M., Collepardi S., Troli R., Skarp U. Combination of Silica Fume, Fly Ash and Amorphous Nano-Silica in Superplasticized High-performance Concretes, Proceeding of First International Conference on Innovative Materials and Technologies for construction and Rehabilitation, Lecce, Italy, 2004. – P. 459-468.
7. Aui M., Huang C.P. The Chemistry and Physics of Nano-Cement. Report submitted to NSF-REU, University of Delaware, 2006.

Khristoforov Alexander Ivanovich

Vladimir state university of A.G. and N.G. Stoletovyyh, Vladimir

Doctor of technical science, professor, head of department «Chemical technology has flown down also ceramics»

Ph.: +7 920 929 01 82

E-mail: khristoforov@mail.ru

Khristoforova Irina Aleksandrovna

Vladimir state university of A.G. and N.G. Stoletovyyh, Vladimir

Doctor of technical science, professor of department «Chemical technology has flown down also ceramics»

Ph.: +7 910 774 54 26

E-mail: khristoforova-i@mail.ru

Kuzmin Dmitry Igorevich

Vladimir state university of A.G. and N.G. Stoletovyyh, Vladimir

Post-graduate student of department «Chemical technology has flown down also ceramics»

Ph.: +7 920 620 28 53

E-mail: Kuzmin_Dimitriy@mail.ru



УДК 62

КОЛЧУНОВ В.И., КОСЬКИН А.В., ДАНИЛЕВИЧ Д.В.,
БУХТИЯРОВА А.С.

**ИТОГОВАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ ПРОЕКТА
145022 ТЕМПУС-2008-DE-JPCR В ГОСУНИВЕРСИТЕТ – УНПК
(Г. ОРЕЛ)**

Представлена информация об итоговой конференции проекта ТЕМПУС IV-ой программы Европейского Сообщества. В рамках проекта обсуждены итоги совместной трехлетней работы, а также намечены пути содействия развитию системы высшего профессионального образования между Европейским Сообществом и вузами-партнерами из России с использованием информационных и коммуникационных технологий. Заслушаны доклады представителей строительной науки, образования и производства, обсуждены вопросы устойчивости развития результатов проекта.

Ключевые слова: образование, электронное обучение, проект Темпус, интеграция.

С 16 по 18 ноября 2011 года в Госуниверситет – УНПК (г. Орел) состоялась итоговая конференция участников Темпус-Проекта – 145022 ТЕМПУС-2008-DE-JPCR «Интеграция информационных и коммуникационных технологий в технические высшие учебные заведения России» (далее – Проект). Проект реализуется в рамках IV-го этапа международной TEMPUS программы Европейского Сообщества на тему «Информационные и коммуникационные технологии в технических вузах России» [1]. Его основная цель – содействие развитию системы высшего профессионального образования между Европейским сообществом и странами-партнерами в контексте реализации Лиссабонской стратегии и Болонского процесса.

В итоговой конференции помимо членов консорциума (Дрезденский технический университет (Германия) – координатор всех работ по Проекту, университет Баухаус (г. Веймар, Германия), университет г. Марибор (Словения), Венский университет альпийских грунтов (Австрия), а также три российских вуза: Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, Южно-Российский государственный технический университет (Новочеркасский политехнический институт) г. Новочеркасск и Госуниверситет – УНПК г. Орел) приняли участие представители Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН) (академики В.А. Ильичев и В.И. Колчунов, советник РААСН А.Г. Булгаков), ректор Юго-западного государственного университета С.Г. Емельянов, ректор Брянской государственной технологической академии В.А. Егорушкин, представители научных, проектных и строительных организаций г. Орла, г. Курска и г. Брянска (рис. 1).

Открывая конференцию, руководитель проекта профессор Райнер Шах и координатор проекта господин Флеминг кратко освятили ключевые этапы Проекта и задачи заключительной конференции:

- на первом этапе реализации Проекта в ходе опроса специалистов ведущих проектных и научных организаций были выявлены наиболее значимые направления строительной отрасли: проектирование дорог, организация строительного производства и сметные расчеты;

- на втором и третьем этапах Проекта был определен объем и содержательная часть образцовых курсов для E-Learning обучения, а разработанные учебные модули в рамках выбранных направлений выбраны пилотными для внедрения во всех вузах-участниках Проекта.

- в рамках четвертого этапа Проекта в компьютерных классах российских вузов партнеров установлено современное мультимедийное оборудование, установлены программные комплексы, наиболее востребованные по выбранным направлениям.

- на пятом этапе, реализация которого начата с сентября 2010 года, российские вузы партнеры приступили к осуществлению учебного процесса по учебным модулям «Автоматизация сметных расчетов», «Проектирование дорог» и «Менеджмент строительного производства» на основе разработанных online-курсов.



Рисунок 1 – Встреча участников проекта 145022 TEMPUS-2008-DE-JPCR на заключительной конференции в г. Орле

В ходе конференции профессором Барбарой Хауптенбухнер была дана оценка результатов проверки реализации учебных программ в российских вузах-партнерах и были заслушаны представители каждого из российских вузов-партнеров (координатор проекта от российской стороны Д.К. Проскурин, проф. А.Г. Булгаков, с.н.с. А.С. Бухтиярова) о результатах самоаттестации по направлениям: проектирование автомобильных дорог, организация строительного производства и сметные расчеты.

Большой интерес вызвал доклад представителя строительной отрасли, главного инженера ОАО «Орелагропромстой» В.П. Ивахненко, который изложил свое видение как работодателя к качеству подготовки в российских вузах бакалавров, магистров и специалистов строительных профилей. Им было отмечено, что высокие показатели учащиеся способны получать лишь в случае их стажировки и активного участия в работе научно-производственных структур при вузах, прохождении производственных практик в строительных организациях и хорошей профессиональной осведомленности о строительной деятельности за рубежом.

В рамках конференции были обсуждены вопросы устойчивости развития результатов Проекта, среди которых следует отметить актуальность и востребованность в совершенствовании системы подготовки выпускников вузов и переподготовки специалистов строительной отрасли, путем внедрения в образовательный процесс информационно-коммуникационных технологий в формате E-Learning (электронная форма обучения), важность расширения пользователей платформы среди вузов России, возможность использования образовательной платформы OLAT для более тесного общения вузов с представителями научных, проектных и производственных организаций и предприятий строительной отрасли.

В обсуждении этого вопроса приняли участие ректор Юго-западного государственного университета С.Г. Емельянов и ректор Брянской государственной технологической академии В.А. Егорушкин. В своих выступлениях они отметили актуальность совершенствования учебных планов направления «Строительство» на основе применения информационно-коммуникационных технологий в формате E-Learning и высказали пожелание дальнейшего развития Проекта с участием Юго-западного государственного университета и Брянской государственной технологической академии.

В отдельном докладе первого вице-президента Российской академии архитектуры и строительных наук В.А. Ильичева в качестве главного вектора профессиональной подготовки и переподготовки кадров строительной отрасли было предложено использовать новую концепцию Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН) «Концепцию биосферосовместимых городов и поселений». Концепция включает чрезвычайно широкое, глобальное направление, суть которого можно сформулировать следующим образом: любые предложения по уменьшению негативного влияния на природу и увеличению человеческого потенциала, хотя бы архитектурно-градостроительными методами, уже полезны [2, 3]. Технологии, которые позволяют это осуществить, признаются инновационными.

В докладе академик В.А. Ильичев представил основные принципы преобразования города в биосферосовместимый и развивающий человека, которые могут быть реализованы в рамках концепции «Устойчивого» или «поддерживающего развитие» стран, городов и поселений (рис. 2).



Рисунок 2 – Выступление академика РААСН В.А. Ильичева по проблеме биосферосовместимых городов и поселений

В завершении участники конференции обсудили проект новой заявки на право участия в следующем Темпус-Проекте, предусматривающего расширение числа участников консорциума до семи вузов со стороны России и включения в состав участников крупной российской производственной организации.

Подводя итоги, руководитель проекта профессор Райнер Шах отметил, что поставленные перед участниками консорциума цели и задачи выполнены, а слаженность работы, ответственность и профессионализм коллег позволили коллективу добиться значительных успехов. Это, в свою очередь, дает надежду на развитие полученных результатов в новом проекте и других направлениях профессионального сотрудничества вузов-партнеров.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сервер программы ТЕМПУС // [Электронный ресурс]. – 2010. – Режим доступа: <http://www.tempus-russia.ru>.
2. Ильичев, В.А. Некоторые вопросы проектирования поселений с позиций биосферной совместимости [Текст] / В.А. Ильичев, В.И. Колчунов, А.В. Берсенев и др. // Академия. – М.: РААСН. – 2009. – №1. – С. 74-80.
3. Ильичев, В.А. Принципы преобразования города в биосферносовместимый и развивающий человека [Текст] / В.А. Ильичев // Градостроительство. – 2009. – №3. – С. 20-30.

Колчунов Виталий Иванович

ФГБОУ ВПО «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс», г. Орел
Академик РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 76-03-72
E-mail: oantc@mail.ru

Коськин Александр Васильевич

ФГБОУ ВПО «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс», г. Орел
Проректор по информатизации, доктор технических наук, профессор
E-mail: oantc@mail.ru

Данилевич Денис Владимирович

ФГБОУ ВПО «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс», г. Орел
Кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой «Строительство автомобильных дорог»
Тел.: +7 (4862) 76-03-72
E-mail: oantc@mail.ru

Бухтиярова Анастасия Сергеевна

ФГБОУ ВПО «Государственный университет – учебно-научно-производственный комплекс», г. Орел
Старший преподаватель кафедры «Строительные конструкции и материалы»
Тел.: +7 (4862) 73-43-48
E-mail: oantc@ostu.ru

KOLCHUNOV V.I., KOSKIN A.B., DANILEVICH D.V.,
BUHTIJAROVA A.S.

THE FINAL CONFERENCE OF THE PROJECT 145 022 TEMPUS-2008-DE-JPCR IN STATE UNIVERSITY – EDUCATION-SCIENCE-PRODUCTION COMPLEX (OREL)

The information on the final conference dedicated to TEMPUS IV-th program of the European Community is presented. Within the scope of the project the results of three-year cooperation were discussed and new ways of cooperation were planned to promote a system of higher professional education between the European Community and the partner universities of Russia, using information and communication technologies.

Keywords: *education, electronic training, project Tempus, integration.*

BIBLIOGRAPHY

1. Server programmy TEMPUS // [Jelektronnyj resurs]. – 2010. – Rezhim dostupa: <http://www.tempus-russia.ru>.

2. Il'ichev, V.A. Nekotorye voprosy proektirovanija poselenij s pozicij biosfernoj sovmestimosti [Tekst] / V.A. Il'ichev, V.I. Kolchunov, A.V. Bersenev i dr. // Akademija. – M.: RAASN. – 2009. – №1. – S. 74-80.

3. Il'ichev, V.A. Principy preobrazovanija goroda v biosfernosovmestimyj i razvivajuwj cheloveka [Tekst] / V.A. Il'ichev // Gradostroitel'stvo. – 2009. – №3. – S. 20-30.

Kolchunov Vitaly Ivanovich

State university – educational-science-production complex, Orel

Academician RAABS, doctor of technical science, professor, head of department «Building designs and materials»

Ph.: +7(4862) 76-03-72

E-mail: oantc@mail.ru

Koskin Alexander Vasilevich

State university – educational-science-production complex, Orel

Pro-rector on information, doctor of technical science, professor

E-mail: oantc@mail.ru

Danilevich Denis Vladimirovich

State university – educational-science-production complex, Orel

Candidate of technical sciences, associate professor

Ph.: +7 (4862) 76-03-72

E-mail: oantc@mail.ru

Buhtijarova Anastasiya Sergeevna

State university – educational-science-production complex, Orel

Senior teacher of department «Building designs and materials»

Ph.: +7 (4862) 73-43-48

E-mail: oantc@ostu.ru

Уважаемые авторы!
Просим Вас ознакомиться с основными требованиями к оформлению научных статей

- Представляемый материал должен быть **оригинальным, не опубликованным ранее** в других печатных изданиях.
- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется страницами текста на листах **формата А4** и содержит от **4 до 9 страниц**; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию.
- Статья должна быть набрана шрифтом Times New Roman, размер 12 pt с одинарным интервалом, текст выравнивается по ширине; абзацный отступ – 1,25 см, правое поле – 2 см, левое поле – 2 см, поля внизу и вверху – 2 см.
- Статья предоставляется в **1 экземпляре** на бумажном носителе и в электронном виде (по электронной почте или на любом электронном носителе).
- В одном сборнике может быть опубликована только **одна статья одного автора**, включая соавторство.
- **Плата с аспирантов за публикацию рукописей не взимается.**
- Если статья возвращается автору на доработку, исправленный вариант следует прислать в редакцию повторно, приложив письмо с ответами на замечания рецензента. Доработанный вариант статьи рецензируется и рассматривается редакционной коллегией вновь. Датой представления материала считается дата поступления в редакцию окончательного варианта исправленной статьи.
- Аннотации всех публикуемых материалов, ключевые слова, информация об авторах, списки литературы будут находиться в свободном доступе на сайте соответствующего журнала и на сайте Российской научной электронной библиотеки - РУНЭБ (Российский индекс научного цитирования).

В тексте статьи не рекомендуется применять:

- обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
- для одного и того же понятия различные научные термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
- произвольные словообразования;
- сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими стандартами.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

Обязательные элементы:

- **заглавие (на русском и английском языке)** публикуемого материала должно быть точным и емким, слова, входящие в заглавие, должны быть ясными сами по себе, а не только в контексте; следует избегать сложных синтаксических конструкций, новых словообразований и терминов, а также слов узкопрофессионального и местного значения;
- **аннотация (на русском и английском языке)** описывает цели и задачи проведенного исследования, а также возможности его практического применения, указывает, что нового несет в себе материал; рекомендуемый средний объем – 500 печатных знаков;
- **ключевые слова (на русском и английском языке)** - это текстовые метки, по которым можно найти статью при поиске и определить предметную область текста; обычно их выбирают из текста публикуемого материала, достаточно 5-10 ключевых слов.
- **список литературы**, на которую автор ссылается в тексте статьи.

**С полной версией требований к оформлению научных статей
Вы можете ознакомиться на сайте www.gu-unpk.ru**

Адрес учредителя журнала

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Государственный университет –
учебно-научно-производственный комплекс»
(ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК»)
302020, г. Орел, ул. Наугорское шоссе, 29
+7 (4862) 42-00-24
www.gu-unpk.ru
E-mail: unpk@ostu.ru

Адрес редакции

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Государственный университет –
учебно-научно-производственный комплекс»
(ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК»)
302020, г. Орел, ул. Московская, 77.
+7 (4862) 73-43-49
www.gu-unpk.ru
E-mail: oantc@mail.ru

Технический редактор С.В. Солопов
Компьютерная верстка С.В. Солопов

Подписано в печать 17.10.2011 г.
Формат 70×108 1/16. Печ. л. 5,63.
Тираж 400 экз.
Заказ № _____

Отпечатано с готового оригинал-макета на полиграфической
базе ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК»
302030, г. Орел, ул. Московская, 65.