

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ «БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

**Перспективные направления
инновационного развития строительства
и подготовки инженерных кадров**

СБОРНИК СТАТЕЙ

XXII Международный научно-методический семинар

29–30 сентября 2022 года

Брест 2022

УДК 69.05:378.2(08)

ББК 38

П27

Рецензенты:

доктор технических наук, директор филиала РУП «Институт БелНИИС» –
«Научно-технического центра» ***В. Н. Деркач***

кандидат технических наук, профессор, заведующий кафедрой
«Архитектурно-строительное проектирование» Ульяновского государственного
технического университета ***В. И. Тур***

Редколлегия:

Председатель – ***Семенюк С. М.***, кандидат технических наук, доцент, декан
строительного факультета,

Митлошук М. А., начальник редакционно-издательского отдела,

Шалобыта Н. Н., кандидат технических наук, доцент,
проректор по научной работе,

Беломесова К. Ю., магистр технических наук, исследователь,
научный сотрудник НИЧ,

Ковальчук Е. Н., инженер-программист, библиотека

П27 Перспективные направления инновационного развития строительства и
подготовки инженерных кадров: сборник научных статей XXII Между-
народного научно-методического семинара, Брест, 29–30 сентября
2022 года / БрГТУ; редкол.: С. М. Семенюк [и др.]. – Брест, 2022. – 255 с.

ISBN 978-985-493-574-4

Представлены статьи ведущих ученых, отражающие перспективнее
направления инновационного развития в области проектирования строитель-
ных конструкций; производства строительных материалов; строительного ма-
териаловедения; геотехнических аспектов. Ряд публикаций посвящён пробле-
мам подготовки инженерных кадров в строительной отрасли, особенностям
преподавания дисциплин с учетом внедрения европейских норм проектирова-
ния. Адресовано интересующимися данными проблемами.

УДК 69.05:378.2(08)

ББК 38

ISBN 978-985-493-574-4

©Издательство БрГТУ, 2022



***Памяти заслуженного деятеля науки
Республики Беларусь, лауреата премий
Совета Министров БССР и Совета Министров
Республики Беларусь, доктора технических наук,
профессора Тимофея Максимовича Пецоляда***

7 октября 2021 года на восемьдесят седьмом году жизни скончался Тимофей Максимович Пецольд – крупнейший ученый Республики Беларусь в области теории и практики железобетона, доктор технических наук, профессор, заслуженный деятель науки Республики Беларусь, лауреат премий Совета Министров БССР и Совета Министров Республики Беларусь.

Тимофей Максимович родился в Минске 25 октября 1934 года в семье педагогов и медиков. В 1953 году Тимофей Максимович окончил среднюю школу № 4 города Минска и поступил на строительный факультет Белорусского политехнического института на специальность «Промышленное и гражданское строительство».

В 1958-м году, после успешного окончания обучения, был направлен на работу в созданный в 1957 году институт строительства и архитектуры АН БССР (ИСиА АН БССР), возглавлял который профессор С.С. Атаев, а доцент Н.П. Фролов был заместителем директора по научной работе. Эти талантливые ученые и организаторы науки сыграли в жизни Т.М. Пецоляда огромную роль не только в формировании его как ученого, но и стали примером высочайшей культуры, порядочности и человечности.

В 1968 году Тимофей Максимович Пецольд защитил кандидатскую диссертацию в области исследования работы гибких сжатых предварительно напряженных колонн (научные руководители - проф. Г.И. Бердичевский и канд. техн. наук А.А. Светов из НИИЖБ). В последующий период работы в ИСиА (уже Госстроя БССР) с участием и под руководством Т.М. Пецоляда был проведен большой объем разработок и испытаний новых железобетонных конструкций (железобетонные конструкции из центрифугированного бетона, плиты типа «динакор», безраскосные предварительно напряженные фермы, блок-комнаты объемного домостроения, конструкции новых серий каркасов Р1И-20 и ИИ-04 и др.).

За период деятельности под руководством Тимофея Максимовича выполнен большой объем научных, проектных работ. Под его руководством и научным сопровождением разрабатывались нормативные документы в области строительства, в том числе впервые гармонизированные с европейскими нормами.

На базе проведенных многогранных исследований формировалась научная школа в области теории и практики железобетона, новых конструктивных систем зданий и сооружений, возглавляемая Тимофеем Максимовичем. Под его научным руководством защищены 25 кандидатских диссертаций, в том числе 6 - иностранными аспирантами; 6 докторских диссертаций.

Тимофей Максимович являлся научным руководителем проектирования и строительства Национальной библиотеки Республики Беларусь и торгово-общественного центра «Столица» на пл. Независимости в г. Минске; научным консультантом

проектирования и строительства многофункционального культурно-спортивного комплекса «Минск-арена»; научным руководителем разработок новых конструктивных систем и технологий строительства жилых зданий индустриального домостроения с применением железобетонных конструкций безопалубочного формования, возглавлял экспертный совет в области строительства и энергетики Государственного комитета по науке и технологиям Республики Беларусь.

Он был высоким профессионалом своего дела. Его отличали исключительная порядочность, удивительные человеколюбие и интеллигентность, доброжелательность, отзывчивость, которые сочетались с твердостью, настойчивостью и принципиальностью в работе.

Т.М.Пецольд подготовил 1 доктора наук и 4 кандидатов наук, возглавлял государственную аттестационную комиссию кадров высшей квалификации, выступал перед студентами и преподавателями с открытыми лекциями, за плодотворную работу в подготовке кадров награжден нагрудными знаками нашего университета.

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ВЫСОКОМОДУЛЬНЫХ ВОЛОКОН ДЛЯ КОМБИНИРОВАННОЙ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ

В. Г. Барсуков¹, А. Р. Волик², С. А. Сазон³

*¹ д.т.н., доцент, заведующий кафедрой механики и строительных конструкций,
УО «Гродненский государственный университет имени Янки Купалы», Гродно, Беларусь,
e-mail: v.g.barsukiov@grsu.by*

² к.т.н., доцент, декан инженерно-строительного факультета, УО «Гродненский государственный университет имени Янки Купалы», Гродно, Беларусь, e-mail: a.volick@grsu.by

*³ старший преподаватель кафедры механики и строительных конструкций, УО «Гродненский государственный университет имени Янки Купалы», Гродно, Беларусь,
e-mail: ssazon@grsu.by*

Реферат

Интенсивное развитие исследований во многих научных центрах мира в области создания комбинированной (гибридной) композитной арматуры обусловлено тем обстоятельством, что высокая прочность и коррозионная стойкость стеклопластиковой и базальтопластиковой арматуры не позволяет в настоящее время массово использовать ее в строительных конструкциях вследствие значительно более низкого модуля упругости в сравнении с арматурой из стали. Введение высокомодульных волокон в комбинированную композитную арматуру требует обоснованного выбора конкретного вида волокон не только по ценовым и технологическим параметрам, но также с учетом возможных механизмов многостадийного процесса разрушения при испытаниях на разрыв. Предложена комплексная методика структурно-механического анализа механизмов разрушения комбинированной композитной арматуры, учитывающая вид высокомодульных волокон (хрупкие типа углеродных или пластичные типа стальных), степень наполнения, модули упругости и показатели прочностных свойств (предел прочности и предел текучести). Показана возможность и определены условия снижения прочности комбинированных угле-стеклопластиков в сравнении с исходными стеклопластиком, наряду с увеличением модуля упругости на первом этапе нагружения. На примере углеродных волокон ведущих мировых производителей, а также углеродных волокон производства Республики Беларусь произведена расчетная оценка теоретической прочности комбинированного композита с учетом характерных стадий диаграммы растяжения, обусловленных несовпадением свойств стеклянных (базальтовых) и высокомодульных (углеродные) волокон. Полученные результаты позволяют модернизировать методику прогнозной оценки прочности композитной строительной арматуры и могут быть использованы инженерно-техническими работниками предприятий-изготовителей и потребителей такой арматуры, а также в учебном процессе при подготовке инженерных кадров строительного профиля.

Ключевые слова: комбинированная композитная арматура, прочность, механизмы разрушения, многостадийность разрыва, растяжение, армирующие волокна.

COMPARATIVE ANALYSIS OF HIGH-MODULUS FIBERS FOR COMBINED COMPOSITE REINFORCEMENTS

V. G. Barsukov, A. R. Volik, S. A. Sazon

Abstract

The intensive development of research in many scientific centers of the world in the field of creating combined (hybrid) composite reinforcement is due to the fact that the high strength and corrosion resistance of fiberglass and basalt-plastic reinforcement does not currently allow it to be widely used in building structures due to a significantly lower modulus of elasticity in comparison with steel one. The introduction of high-modulus fiber into combined composite reinforcement requires a reasonable choice of a specific type of fiber, not only in terms of price and technological parameters, but also taking into account the possible mechanisms of the multi-stage fracture process during tensile test. A comprehensive method for the structural – mechanical analysis of the mechanisms of combined composite reinforcement destruction is proposed, taking into account the type of high-modulus fibers (brittle carbon type or ductile), degree of filling, elastic moduli and indicators of strength properties (tensile strength and yield stresses). The possibility is shown and the condition for reducing the strength of combined carbon fiber glass plastics in comparison with the original glass-reinforced plastics, along with an increase in the elastic modulus at the first stage of loading, are determined. On the example of carbon fiber from the world's leading manufacturers, as well as carbon fiber produced by the Republic of Belarus, a calculated estimate of the theoretical strength of the combined composite was made, taking into account the characteristic stage of the tension diagram, due to the mismatch between the properties of glass (basalt) and high-modulus (carbon) fiber. The results obtained make it possible to modernize the method of predictive assessment of the composite building reinforcement and can be used by engineering and technical workers of manufacturers and consumers of such reinforcement, as well as in the educational process in the training of engineering personnel of the construction profile.

Key words: combined composite reinforcement, strength, destruction mechanisms, multi-stage fracture, tension, reinforcing fibers.

Введение

При работе в условиях воздействия влаги и других коррозионно-активных сред композитная арматура во многих случаях является эффективным заменителем металлической арматуры. В научно-исследовательских и инженерно-технических центрах Российской Федерации [1 – 3], Республики Беларусь [4 – 9] и ряда зарубежных стран [10 – 15] осуществляются исследования и разработки, направленные на создание строительной композитной арматуры. В основу разработок положены не только наиболее экономичные и ставшие уже традиционными стеклянные и базальтовые волокна [12, 13], но также создаются комбинированные

рованные (гибридные) композиты, включающие дополнительно высокомодульные углеродные, арамидные или металлические волокна [2, 9, 17 – 20]. Однако широкое использование таких материалов сдерживается рядом факторов, среди которых можно выделить недостаточную изученность работы под нагрузкой и механизмов разрушения конструктивных элементов комбинированной композитной арматуры (далее ККА), а также обусловленное этим несовершенство нормативно-правовой базы для назначения механических характеристик, методов контроля и испытания [16].

Проблема выбора высокомодульных волокон для создания ККА не является однозначно решенной. Теоретическая и экспериментальная база находятся в стадии становления. Многие вопросы механики разрушения и упрочняющего действия высокомодульных волокон изучены недостаточно. Имеющиеся экспериментальные данные противоречивы, что обусловлено влиянием не только состава композита и технологии получения образцов, но также и зависимостью результатов испытаний от метода испытаний и так называемого масштабного фактора (существенная зависимость свойств от размеров образцов). Применительно к таким материалам и методам испытаний корректно разделять теоретическую (структурно-механическую) прочность и измеренную (ослабленную условиями испытаний) прочность [8, 17].

Не в полной мере разработана нормативная база для производства, испытаний и применения строительной композитной арматуры.

Несмотря на кажущуюся простоту анализа, вопрос прогнозирования прочности комбинированных композитов до сих пор решен только в приближенной, оценочной постановке. Возможной причиной расхождения теоретических и экспериментальных результатов, наряду с масштабным фактором, обусловленным концентрацией напряжений в испытуемом образце вблизи захватов (отсутствие переходной зоны от стержня к крепежной муфте захвата) [8, 17], являются изгиб армирующих волокон при пропитке их полимерным связующим, а также технологическая химическая и термическая усадка связующего в процессе изготовления композита. Кроме того, различия деформационно-прочностных свойств основных (стеклянных, базальтовых) и высокомодульных (углеродных, металлических) волокон приводят к многостадийности процесса разрушения, проявлению эффекта «квасивязкости» даже для хрупких волокон, что также не разработано в должной мере.

Поэтому проблема выбора высокомодульных волокон, кроме экономической составляющей, также требует научного обоснования с позиций структурной механики.

Целью исследования является разработка методики и осуществление с ее помощью сравнительного структурно-механического анализа закономерностей разрушения комбинированной композитной арматуры при разрыве с учетом различий в механизмах деформирования и разрушения на примере основных видов высокомодульных волокон ведущих мировых и отечественных производителей.

Методика исследований.

Исследования закономерностей разрушения строительной композитной арматуры при разрыве производили в два этапа. На первом этапе производился

структурно-механический анализ особенностей деформирования и разрушения комбинированной композитной арматуры с выявлением предельных деформаций с позиций прочности наиболее хрупкого компонента (углеродного волокна) с учетом снижения прочности пучка волокон в сравнении с прочностью единичного волокна вследствие неизбежного разброса свойств и изгиба отдельных волокон в пучке (ровинге).

На втором этапе анализировали деформационно-прочностные свойства композита, у которого произошло разрушение более хрупкого волокна с учетом изменившегося механизма разрушения (расслаивание и растрескивание полимерного связующего).

Полученные теоретические результаты сравнивали с экспериментальными данными других исследователей, опубликованными в научно-технической литературе.

При теоретическом анализе исходили из того, что прочность хрупких материалов имеет значительный разброс, который может быть описан функцией распределения Вейбулла [10, 21]. Распределение прочности пучков (ровингов) хрупких волокон, к которым относятся и армирующие волокна для композитов (стеклянные, базальтовые, углеродные), также может быть описано этой функцией. Основной причиной рассматриваемого явления следует считать колебания длины волокон при производстве, обусловленные колебаниями размеров фильер в пределах допусков на их изготовление, а также локальными колебаниями температуры и реологических свойств расплава при вытяжке волокон. В связи с изложенным, прочность σ_p пучка волокон меньше средней прочности элементар-

ных волокон σ_f , причем отношение $\eta = \sigma_p / \sigma_f$ зависит от дисперсии (степени разброса) прочности волокон и от особенностей их укладки при производстве. Как правило, хрупкие и чувствительные к изгибу углеродные волокна имеют прочность пучка в пределах 50 – 65% от их средней прочности отдельных волокон, а для менее хрупких стеклянных это отношение составляет от 65% до 80% средней прочности волокон [10].

Одним из факторов, не учитываемым при использовании «правила смесей», является термическая и химическая усадка полимерного связующего при его отверждении и охлаждении. Вследствие этой усадки компоненты композита оказываются предварительно напряженными, причем волокна предварительно сжаты в радиальном и осевом направлении, а смола (связующее, матрица) – растянута. Анализ усадочных напряжений в полимерных композитах посвящен ряд работ [19, 20]. Однако применительно к композитной строительной арматуре этот фактор не исследован в необходимой мере. Сложность анализа состоит в том, что в композитах свободная усадка связующего ограничена влиянием волокон и сопровождается одновременно релаксационными явлениями. Не отрелаксировавшие в полимерном связующем напряжения снижают величину остаточной деформации под нагрузкой в сравнении со значениями, приведенными в таблице 1.

Таблица 1 – Свойства армирующих волокон для производства строительной композитной арматуры

Материал	Плотность, кг/м ³	Модуль упругости, ГПа	Предел прочности при растяжении, МПа	Относительная деформация при разрыве, %
Волокна стеклянные и базальтовые				
Стеклянные тип E	2540	70	2200	3,1*
	2600	60	2000	3,0*
	2570	72,5	3300 – 3500	4,5 – 4,8*
	2560	73	3330	4,4
Стеклянные тип S	2490	80	2600	3,25*
	2470	88	4600	3,0 – 5,2
	2540	87	4300	4,9
Базальтовые	2700-2850	79-93	3000 – 3800	3,0 – 3,9*
Волокна арамидные				
Кевлар 49	1450	125	2800 – 3600	2,2 – 2,8
	1440	124	3620	2,9
Кевлар 29	1440	69	2900	4,4
	1440	58	3620	3,7
Волокна углеродные и графитовые				
Углеродные высокомодульные	1760	903	2700	0,3
	1760	647	2911	0,45
Волокна графитовые				
T300	1760	230	3530	1,5
T400H	1800	250	4410	1,8
T700S	1800	230	4900	2,1
T800H	1810	294	5490	1,9
T1000G	1800	294	6370	2,2
M40J	1770	377	4410	1,2
M60J	1940	588	3920	0,7
Графитизированные вискозные углеродные волокна производства ОАО «СветлогорскХимволокно»				
Урал (Т-Р; Т-1; М-4; ТР 3/2; Н), Карбопон -22	1400-1500	40-100	500-1200	1,2-1,25*

Примечание: * – значения, полученные на основании закона Гука как отношение разрушающих напряжений к модулю упругости материала при растяжении.

Значения, представленные в таблице 1, получены в результате обработки данных, представленных в научно-технической литературе [10, 22], а также в интернет-источниках на сайтах фирм-производителей.

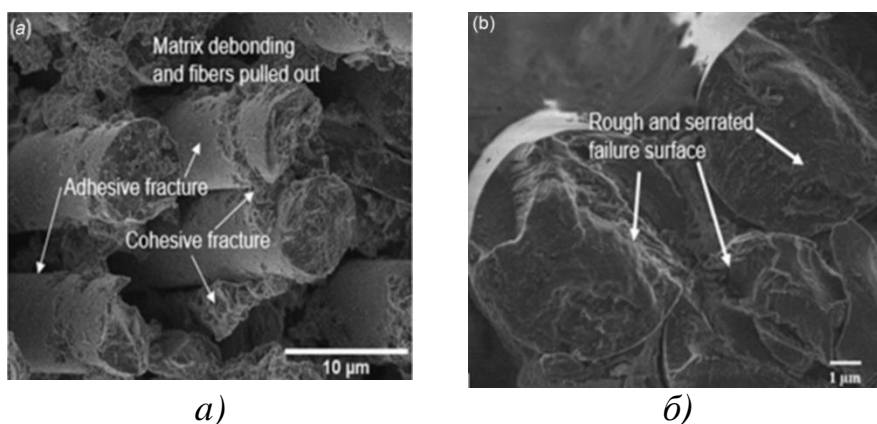
Из этого следует, что для армирующих волокон с повышенными значениями деформаций при разрыве возможно первоначальное разрушение связующего (матрицы) при не полностью исчерпанной прочности волокон.

В частности, применительно к стеклопластиковой и базальтопластиковой композитной арматуре в результате экспериментальных работ, выполненных лабораторией «НИИЖБ», ООО «АСП» и ООО «МБА-проект» и представленных в технических рекомендациях по применению неметаллической композитной арматуры периодического профиля в бетонных конструкциях (ТР 013-1-04, Москва,

2004) определено, что деформация при разрыве стеклопластиковой арматуры номинальным диаметром 5; 8 и 10 мм составляет 2,3% и не зависит от диаметра арматуры. Для базальтопластиковой арматуры тех же номинальных диаметров деформация при разрыве составила 2,5% и также не зависит от диаметра арматуры. К тому же СТБ 1103-98 «Арматура стеклопластиковая», который распространяется на арматуру стеклопластиковую диаметром 6 мм, предусматривает близкую величину контролируемого относительного удлинения – 2,7%.

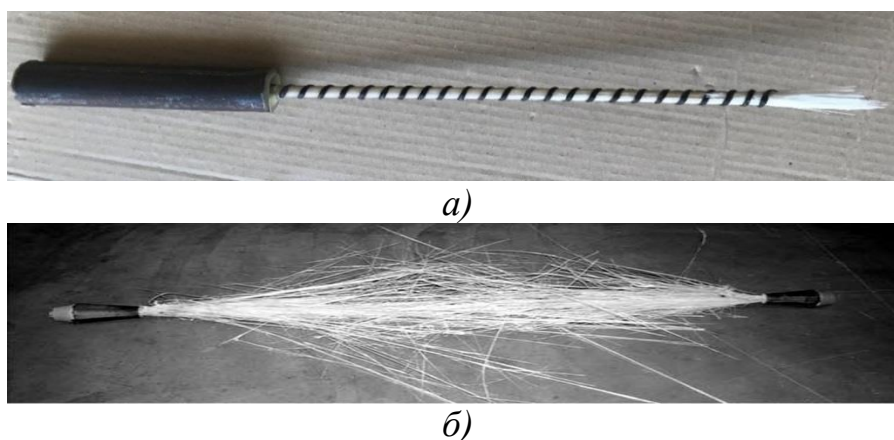
Все эти значения существенно меньше предельных, представленных в таблице 1 для выделенных жирным шрифтом марок стеклянных и базальтовых волокон, и указывают на возможность именно второго механизма разрушения.

В процессе экспериментальных исследований прочности образцов из композитной арматуры было установлено, что механизмы разрушения стеклопластиковой и углепластиковой арматуры различны. Для углепластиковых стержней характерен хрупкий разрыв с образованием рваной поверхности (рисунок 1).



*а) – характер разрушения смолы вблизи волокон; б) – разрушение волокон
Рисунок 1 – Поверхность разрыва углепластикового стержня*

У стеклопластиковой арматуры нет четко выраженной поверхности разрыва, а разрушение происходит с образованием «метелки» (рис. 2).



*а) – образец испытан в соответствии с ГОСТ 12004 [8],
б) – образец испытан в специальных зажимах, минимизирующих масштабный эффект концентрации напряжений*

Рисунок 2 – Общий вид образцов после разрушения стеклопластиковой арматуры

Структурно-механический анализ деформаций и разрушения комбинированной композитной арматуры при разрыве

При создании композитов исходят из того, что для получения максимальной прочности необходимо, чтобы материал имел высокое содержание волокон θ_f , а разрушение происходило вследствие разрыва волокон, а не матрицы [10]. Как правило, в композитной арматуре объемное содержание волокон составляет $\theta_f = 0,6 - 0,7$, так как при более высоком объемном содержании волокон не всегда обеспечивается увеличение прочности композита вследствие технологических сложностей качественной пропитки полимерным связующим ровингов и получения безпористого продукта.

При теоретическом анализе физико-механических свойств однонаправленных композитов обычно используют формулы, основанные на так называемом «правиле смесей», которые для модуля упругости и текущих значений напряжения в композитном стержне имеют следующий вид [10]:

$$E_c = E_{gf}\theta_{gf} + E_{af}\theta_{af} + E_m\theta_m \quad (1)$$

$$\sigma_c = \sigma_{gf}\theta_{gf} + \sigma_{af}\theta_{af} + \sigma_m\theta_m \quad (2)$$

где $E_c, E_{gf}; E_{af}, E_m$ – соответственно, модули упругости композита, стеклянного и дополнительного высокомодульного армирующего волокна, а также полимерного связующего (матрицы); $\theta_{gf}, \theta_{af}, \theta_m$ – соответственно, объемное содержание стеклянного и дополнительного высокомодульного армирующего волокна, а также связующего; $\sigma_c, \sigma_{gf}, \sigma_{af}$ и σ_m – соответственно, напряжения в композите, стеклянном и дополнительном высокомодульном волокне и связующем.

Многочисленные эксперименты подтвердили, что формулы (1) и (2) дают хорошее согласование с практикой. Погрешность обычно не превышает 5%, что вполне приемлемо в технических расчетах [10].

Примем двухстадийную модель разрушения, для которой первая стадия соответствует совместной работе всех элементов композита, а вторая – работе без высокомодульных добавочных волокон, разрушившихся в конце первой стадии нагружения (рис. 3).

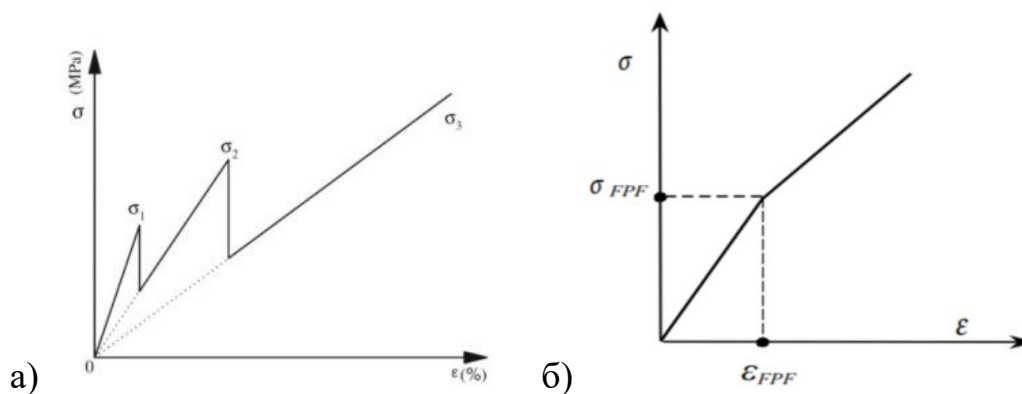


Рисунок 3 – Теоретические диаграммы деформирования трёхкомпонентного гибридного стержня с хрупкими (а) и пластичными (б) высокомодульными волокнами [12]

Применительно к прогнозированию модуля продольной упругости и напряжений в композите на второй стадии нагружения, после разрушения более хрупких высокомодульных волокон, «правило смесей» может быть записано в следующем виде:

$$E_c = E_{gf} \theta_{gf} + E_m \theta_m \quad (3)$$

$$\sigma_c = \sigma_{gf} \theta_{gf} + \sigma_m \theta_m \quad (4)$$

Определим возможную (ожидаемую) прочность композита при таком механизме разрушения. В соответствии с законом Гука, и учитывая, что деформации волокон и связующего к моменту разрушения композита равны ε_{bm} для взаимосвязи разрушающих напряжений в матрице σ_{bm} и деформаций можем записать:

$$\varepsilon_{bm} = \frac{\sigma_{gf}}{E_{gf}} = \frac{\sigma_{bm}}{E_m} \quad (5)$$

Напряжения в композите к моменту разрушения связующего на основании (3) будут описываться следующей зависимостью

$$\sigma_{ci} = \varepsilon_{bm} (E_{gf} \theta_{gf} + E_m \theta_m) \quad (6)$$

Формула (6) позволяет производить прогнозную оценку прочности однонаправленных волокнистых композитов по второму рассмотренному механизму на второй (заключительной) стадии разрушения.

Однако при использовании формул (4) и (6) следует учитывать также масштабный фактор, который заключается в снижении измеренной прочности композитной арматуры при увеличении ее диаметра.

Результаты исследования и их обсуждение

Результаты испытаний и структурно-механического анализа некоторых видов стеклопластиковой арматуры, производимой в Республике Беларусь, приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Результаты испытаний и структурно-механического анализа видов стеклопластиковой арматуры, производимой в Республике Беларусь

Наименование параметра	Марка арматуры		
	АКС 6	АКС 10	АКС 12
Номинальный диаметр, мм	6	10	12
Плотность, кг/м ³	2018	1980	1944
Массовое содержание связующего, %	19,3	18,63	19,25
Объемное содержание связующего, %	66,2	67,2	66,3
Расчетная деформация при разрыве, %	2,7*	2,3**	2,3**
Расчетный модуль упругости, МПа	49340	50040	49410

Примечания: * – принято в соответствии с СТБ 1103-98;

** – принято в соответствии с ТР 013-1-04 для стеклопластика.

При оценочных расчетах приняты следующие значения показателей механических свойств: модули упругости стеклянных волокон – 73 ГПа; полимерного связующего – 3ГПа.

Арамидные волокна из материала Кевлар 29 не рассматривали как высокомодульные, поскольку их модуль упругости ($E = 58 - 69$ ГПа) ниже модуля упругости стеклянных и базальтовых волокон.

В качестве суммарной объемной степени наполнения принято содержание волокон 68%, т.к. на практике (табл. 2) обычно более высокие степени наполнения трудно реализуемы вследствие сложностей пропитки пучков (ровингов) волокон полимерными связующими и связанной с этим опасностью появления дефектов в виде микропор [17].

В таблице 3 приведены результаты структурно-механического анализа по влиянию вида и объемного содержания высокомодульных волокон на продольный модуль упругости комбинированного стеклопластикового композита, а также результаты моделирования деформаций и разрушения комбинированных композитных стержней на основе стеклянных волокон с добавкой типовых представителей высокомодульных волокон в диапазоне содержания последних от 4 до 10% по объему.

Для сравнения принято, что расчетное значение модуля упругости однонаправленного стеклопластикового композита с объемным содержанием стеклянных волокон 68% составляет 50,6 ГПа, а расчетное значение предела прочности при деформации разрушения 2,7% составляет 1366,2 МПа.

Полученные в результате структурно-механического моделирования данные хорошо согласуются с требованиями стандарта СТБ 1103-98 «Арматура стеклопластиковая», который распространяется на арматуру стеклопластиковую диаметром 6 мм, предназначенную для армирования предварительно напряженных бетонных конструкций. В данном документе (с учетом внесенных изменений) описаны требования к механическим характеристикам арматуры: временное сопротивление разрыву должно быть не менее 1300 МПа, нормативное – не менее 1200 МПа, начальный модуль упругости – не менее 50 000 МПа, относительное удлинение – не менее 2,7%. При этом за нормативное сопротивление должно быть принято наименьшее контролируемое значение временного сопротивления разрыву, гарантируемое с обеспеченностью 0,98.

Таблица 3 – Влияние вида и объемного содержания высокомодульных волокон на продольный модуль упругости и разрушающие напряжения в стеклопластиковом стержне, усиленном высокомодульными волокнами

Тип высокомодульного волокна	Объемное содержание высокомодульного волокна, %	Модуль продольной упругости, ГПа		Разрушающие напряжения в композите, МПа	
		Первая фаза	Вторая фаза	Первая фаза	Вторая фаза*
Кевлар 49	4	52,64		1421,3	
	6	53,66		1448,8	
	8	54,68		1476,4	
	10	55,7		1503,9	
Углеродное высокомодульное (E = 903 ГПа)	4	83,8	47,68	125...150	1287
	6	100,4	46,22	150...180	1248
	8	117,0	44,76	175...210	1208
	10	133,6	44,3	200..240	1169
Графитовые Т300	4	56,88	47,68	437..523	1287
	6	60,02	46,22	461..553	1248
	8	63,16	44,76	485..582	1208
	10	66,3	44,3	509...611	1169

Продолжение таблицы 3

Графитовые T1000G	4	59,44	47,68	644...773	1287
	6	62,4	46,22	692..830	1248
	8	68,28	44,76	740...888	1208
	10	72,7	44,3	788...830	1169
Графитизированные вискозные углеродные волокна производства ОАО «СветлогорскХимволокно» (E = 100 ГПа)	4	51,68	47,68	310...372	1287
	6	52,22	46,22	313...376	1248
	8	52,76	44,76	317..379	1208
	10	53,3	44,3	320...384	1169

Из результатов структурно-механического анализа следует, что введение арамидных волокон из материала Кевлар 29 сопровождается незначительным увеличением модуля продольной упругости комбинированной композитной арматуры, не приводя к двухстадийной модели разрушения. В силу этого такие волокна недостаточно эффективны для создания комбинированной композитной арматуры.

Графитизированные вискозные углеродные волокна производства ОАО «СветлогорскХимволокно» также недостаточно эффективны, что обусловлено сравнительно низким модулем упругости, значительно уступающим высокомодульным и среднемодульным углеродным и графитовым волокнам ведущих мировых производителей. Кроме того, для комбинированной композитной арматуры с участием таких волокон характерно двухстадийное разрушение при сравнительно низких значениях критических напряжений, соответствующих границе первой фазы – разрушению более хрупких (углеродных) волокон.

Наиболее существенное увеличение модуля продольной упругости дает применение углеродных высокомодульных волокон. Однако вследствие их повышенной хрупкости первая фаза разрушения наблюдается при сравнительно низких напряжениях в композите (125...240 МПа). Учитывая высокую стоимость этих волокон и зависимость от импорта, их также можно считать малоперспективными для создания комбинированной композитной арматуры.

Графитовые волокна типа T300 (E = 230 ГПа) и T1000 G (E = 294 ГПа) являются менее хрупкими и позволяют заметно увеличить модуль упругости. При этом разрушающие напряжения для первой стадии разрыва (разрушение более хрупких волокон) составляют для T300 437 – 611 МПа в зависимости от рассмотренного содержания волокон, а для T1000 G 644 – 45 МПа.

Исследования показывают также, что в комбинированной композитной арматуре прочность базовых стеклянных волокон используется не в полной мере.

Например, для композита на основе стеклянных волокон типа E (модуль упругости 73 000 МПа) и эпоксидной смолы (E = 3000 МПа) деформация при разрушении составляет 2,7%. Расчетная структурно-механическая оценка дает ожидаемую прочность композита:

$$\sigma_{ct} = \varepsilon_{bm} (E_{gf} \theta_{gf} + E_m \theta_m) = 0,027 (73000 \cdot 0,68 + 300 \cdot 0,32) = 1366 \text{ МПа}$$

Напряжения в стеклянном волокне в момент разрушения композита:

$$\sigma_{fi} = \varepsilon_{bm} E_f = 0,027 \cdot 73000 = 1971 \text{ МПа}$$

Учитывая, что прочность стеклянных волокон составляет 3300 МПа, то из полученных данных следует, что в композите реализовано к моменту разрушения при испытаниях на разрыв только около 60% от прочности волокон.

Приведенный выше расчет является приближенным, поскольку модуль упругости смолы зависит от степени ее отверждения и характера укладки молекул в приповерхностном к волокнам слое. Однако влияние этого параметра на прочность композита незначительна. Основной вклад вносит деформация разрушения композита, увеличение которой следует рассматривать как перспективное направление для исследований и разработок.

Заключение

Выполнен сравнительный анализ механизмов разрушения при испытаниях на растяжение комбинированной композитной строительной арматуры. Результаты выполненных исследований позволили разработать комплексную методику расчетной оценки действия высокомодульных волокон при введении в комбинированную композитную арматуру, основанную на сравнительном структурно-механическом анализе механизмов и условий разрушения такой арматуры при растяжении. На примере нескольких групп высокомодульных волокон произведена расчетная оценка характерных точек диаграмм растяжения комбинированной композитной арматуры с определением теоретической прочности. Показано, что увеличение модуля упругости арматуры на первом этапе растяжения для многих видов высокомодульных волокон не сопровождается соответствующим увеличением прочности композита при испытаниях на разрыв.

Полученные результаты позволяют модернизировать методику прогнозной оценки прочности комбинированной композитной строительной арматуры и могут быть использованы предприятиями-изготовителями и потребителями такой арматуры, а также в учебном процессе при подготовке инженерных кадров строительного профиля.

Список цитированных источников

1. Степанова, В. Ф. Арматура композитная полимерная / В. Ф. Степанова, А. Ю. Степанов, Е. П. Жирков – М.: Бумажник, 2013. – 200 с.
2. Степанова, В. Ф. Гибридная композитная арматура с повышенным модулем упругости / В. Ф. Степанова, Д. А. Ильин, А. В. Бучкин // Естественные и технические науки. – 2014. – № 9 –10. – С. 435 – 437.
3. Пронозин, Я. А. Применение неметаллических материалов в качестве основного армирования бетонных изгибаемых элементов. / Я. А. Пронозин, В. Ф. Бай, Ю. В. Зазуля, Р. В. Мельников // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – №7. – С. 60 – 61.
4. Ощепков, М. Ю. Союз науки и производства в белорусской индустрии композитов / М. Ю. Ощепков // Композитный мир. – 2018. – С. 34 – 41.
5. Садин, Э. Я. Анкеровка в бетоне стеклопластиковой арматуры, производимой в Республике Беларусь / Э. Я. Садин // Архитектура и строительство, 2016 . – №3. – С. 68 – 71.
6. Садин, Э. Я. Расчетная оценка анкеровки в бетоне стеклопластиковой арматуры, производимой в Республике Беларусь /Э. Я. Садин // Наука и техника, 2016. – Т. 15, №4. – С. 308 – 314.
7. Барсуков, В.Г. Влияние арматуры из композитных материалов на положение нейтрального слоя при изгибе несимметрично армированных бетонных балок / В.Г. Барсуков, А.Р. Волик, А.А. Марук // Веснік ГрДУ імя Янкі Купалы. Сер. 6, Тэхніка. – 2019. – Т. 9. – № 1. – С. 116 – 125.

8. Волик, А.Р. Особенности испытаний на растяжение композитной арматуры /А.Р. Волик, С.А. Сазон, К.Ю. Чурило // Веснік ГрДУ імя Янкі Купалы. Сер. 6, Тэхніка. –2020. – Т. 10. – №1. – С. 110 – 118.
9. Талецкий, В. В. Увеличение модуля упругости стеклопластиковой арматуры / В. В. Талецкий // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства. Материалы междунар. научн.-метод. семинара, Минск: БНТУ, 22 – 23.05.2013. – С. 130 – 136.
10. Мэттьюз, Ф. Композитные материалы: Механика и технология. Пер. с англ. /Ф. Меттьюз – М.: Техносфера, 2004. – 406 с.
11. Chaallal, O., Benmokrane, B. Fiber-reinforced plastic rebars for concrete applications. *Composites*, В 27(В), 1996. – P. 245 – 252.
12. He H, Li K, Gao F. Improvement of the bonding between carbon fibers and an epoxy matrix using a simple sizing process with a novolac resin. // *Construction and Building Materials*, 2016. – P. 87 – 92.
13. Bakis C.E., Nanni A., Terosky J.A. Self - monitoring, pseudo-ductile, hybrid FRP reinforcement rods for concrete applications. *Compos SciTechnol* 61, 2001. – P. 815 – 823.
14. Bunsell A.R, Harris B. Hybrid carbon and glass fiber composites. *Composites* 5, 1974. – P. 157 – 164.
15. Nanni A., Nenniger J.S., Ash K.D., Liu J. Experimental bond behavior of hybrid rods for concrete reinforcement. – *StructEngMech*, 5(4), 1997. – P. 339–353.
16. Barsukov, V., Volik, A., Sazon, S. Structural and Mechanical Aspect of Composite Reinforcement Strength //The 2020 International conference on building energy conservation, thermal safety and envirimental pollution control (ICBTE 2020) October 29 – 30, 2020, Brest, Belarus E3S Web Conf. Volume 212, 2020 <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202021202002>.
17. Барсуков, В.Г. Влияние дефектов микроструктуры на свойства композитной строительной арматуры / В.Г. Барсуков, С.А. Сазон, Э.Г. Гнядек, А.Ю. Носко // Веснік ГрДУ імя Янкі Купалы. Сер. 6, Тэхніка. – 2021. – Т. 11. – №2. – С. 102 – 111.
18. Ставров, В.П. Механика композитных материалов - Мн.: БГТУ, 1996. – 165 с.
19. Барсуков, В.Г. Расчетная оценка термоупругих напряжений в окрестностях волокнистых и дисперсных наполнителей в композитах на основе фторопластов /В. Г. Барсуков, Ю. М. Даль, Р. А. Лубовская, В. В. Барсуков // Веснік ГрДУ імя Янкі Купалы. Сер. 6, Тэхніка.– 2015. –№2 – С. 6 – 13.
20. Влияние химической усадки связующего в процессе отверждения на образование остаточных напряжений в цилиндрических оболочках из композита / Ю. В. Василевич [и др.] // Теоретическая и прикладная механика: международный научно-технический сборник. – Вып. 31. – 2016. – С. 67 – 72.
21. Ставров, В. П. Механика композитных материалов – Мн.: БГТУ, 1996. – 165 с.
22. Кенько, В. М. Неметаллические материалы и методы их обработки / В. М. Кенько. – Минск: Дизайн ПРО, 1998. – 240 с.
23. Миненков, Б. В. Прочность деталей из пластмасс / Б. В. Миненков, И. С. Стасенко – М.: Машиностроение, 1977. – 264 с.

References

1. Stepanova, V. F. Armatura kompozitnaia polimernaia / V. F. Stepanova, A. Iu. Stepanov, E. P. Zhirkov – M.: Bumazhnik, 2013. – 200 s.
2. Stepanova, V. F. Gibridnaia kompozitnaia armatura s povyshennym modulem upru-gosti / V. F. Stepanova, D. A. Il'in, A. V. Buchkin // Estestvennye i tekhnicheskie nauki. – 2014. – № 9–10. – S. 435 – 437.
3. Pronozin, Ia. A. Primenenie nemetallicheskih materialov v kachestve osnovnogo armirovaniia betonnykh izgibaemykh elementov. / Ia. A. Pronozin, V. F. Bai, Iu. V. Zazulia, R. V. Mel'nikov // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – 2009. – №7. – S. 60 – 61.
4. Oshchepkov, M. YU. Soyuz nauki i proizvodstva v belorusskoj industrii kompozitov / M. YU. Oshchepkov // Kompozitnyj mir. – 2018. – S. 34 – 41.
5. Oshchepkov, M. Iu. Soiuz nauki i proizvodstva v belorusskoj industrii kompozitov / M. Iu. Oshchepkov // Kompozitnyi mir. – 2018. – S. 34 – 41.
6. Sadin, E. Ia. Ankerovka v betone stekloplastikovoi armatury, proizvodimoi v Respublike Belarus' / E. Ia. Sadin // Arkhitektura i stroitel'stvo, 2016. – №3. – S. 68 – 71.
7. Sadin, E. Ia. Raschetnaia otsenka ankerovki v betone stekloplastikovoi armatury, proizvodi-moi v Respublike Belarus' / E. Ia. Sadin // Nauka i tekhnika, 2016. – T. 15, №4. – S. 308 – 314.
8. Barsukov, V.G. Vliianie armatury iz kompozitnykh materialov na polozhenie neitral'nogo sloia pri izgibe nesimmetrichno armirovannykh betonnykh balok / V.G. Barsukov, A.R. Volik, A.A. Maruk // Vesnik GrDU imia Ianki Kupaly. Ser. 6, Tekhnika. – 2019. – T. 9. – № 1. – S. 116 – 125.
9. Volik, A.R. Osobennosti ispytaniia na rastiazhenie kompozitnoi armatury / A.R. Volik, S.A. Sazon, K.Iu. Churilo // Vesnik GrDU imia Ianki Kupaly. Ser. 6, Tekhnika. – 2020. – T. 10. – №1. – S. 110 – 118.
10. Taletskii, V. V. Uvelichenie modul'ia uprugosti stekloplastikovoi armatury / V. V. Taletskii // Voprosy vnedreniia norm proektirovaniia i standartov Evropeiskogo soiuzna v oblasti stroitel'stva. Materialy mezhdunar. nauchn.-metod. seminar, Minsk: BNTU, 22 – 23.05.2013. – S. 130 – 136.
11. Mett'iuiz, F. Kompozitnye materialy: Mekhanika i tekhnologiya. Per. s angl. / F. Mett'iuiz – M.: Tekhnosfera, 2004. – 406 s.
12. Chaallal, O., Benmokrane, B. Fiber-reinforced plastic rebars for concrete applications. *Composites*, B 27(B), 1996. – R. 245 – 252.
13. He H, Li K, Gao F. Improvement of the bonding between carbon fibers and an epoxy matrix using a simple sizing process with a novolac resin. // *Construction and Building Materials*, 2016. – R. 87 – 92.
14. Bakis C.E., Nanni A., Terosky J.A. Self - monitoring, pseudo-ductile, hybrid FRP reinforcement rods for concrete applications. *Compos SciTechnol* 61, 2001. – R. 815 – 823.
15. Bunsell A.R, Harris B. Hybrid carbon and glass fiber composites. *Composites* 5, 1974. – R. 157 – 164.
16. Nanni A., Nenniger J.S., Ash K.D., Liu J. Experimental bond behavior of hybrid rods for concrete reinforcement. – *StructEngMech*, 5(4), 1997. – R. 339–353.
17. Barsukov, V., Volik, A., Sazon, S. Structural and Mechanical Aspect of Composite Reinforcement Strength // The 2020 International conference on building energy

conservation, thermal safety and environmental pollution control (ICBTE 2020) October 29 – 30, 2020, Brest, Belarus E3S Web Conf. Volume 212, 2020 <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202021202002>.

18. Barsukov, V.G. Vliianie defektov mikrostruktury na svoistva kompozitnoi stroitel'noi armatury / V.G. Barsukov, S.A. Sazon, E.G. Gniadek, A.Iu. Nosko // Vesnik GrDU imia Ianki Kupaly. Ser. 6, Tekhnika. – 2021. – T. 11. – №2. – S. 102 – 111.

19. Stavrov, V.P. Mekhanika kompozitnykh materialov - Mn.: BGTU, 1996. – 165 s.

20. Barsukov, V.G. Raschetnaia otsenka termouprugikh napriazhenii v okrestnostiakh volok-nistykh i dispersnykh napolnitelei v kompozitakh na osnove ftoroplastov /V. G. Barsukov, Iu. M. Dal', R. A. Lubovskaia, V. V. Barsukov // Vesnik GrDU imia Ianki Kupaly. Ser. 6, Tekhnika.– 2015. –№2 – S. 6 – 13.

21. Vliianie khimicheskoi usadki sviazuiushchego v protsesse otverzheniia na obrazovanie ostatochnykh napriazhenii v tsilindricheskikh obolochkakh iz kompozita / Iu. V. Vasi-levich [i dr.] // Teoreticheskaiia i prikladnaia mekhanika: mezhdunarodnyi nauchno-tekhnicheskii sbornik. – Vyp. 31. – 2016. – S. 67 – 72.

22. Stavrov, V. P. Mekhanika kompozitnykh materialov – Mn.: BGTU, 1996. – 165 s.

23. Ken'ko, V. M. Nemetallicheskie materialy i metody ikh obrabotki / V. M. Ken'ko. – Minsk: Dizain PRO, 1998. – 240 s.

24. Minenkov, B. V. Prochnost' detalei iz plastmass / B. V. Minenkov, I. S. Stasenko – M.: Mashinostrenie, 1977. – 264 s.

UDC 624.012

FULL CONNECTED NEURAL-NETWORK FOR SIMULATION OF EXTANTION IN SELF-STRESSED MONOLITIC SLABS ON GROUND

Zheltkovich A. E.¹, Molosh V. V.², Parchotz K.G.³, Saveiko N.G.⁴, Yuan Jinbin⁵, Zhenhao Jiang⁶, Zheng Haoyuan⁷

¹Ass. Prof, PhD, Ass. Prof, Brest State Technical University, Belarus, e-mail: gelpek@mail.ru

²Ass. Prof, PhD, Ass. Prof, Brest State Technical University, Belarus, e-mail: m.vic@rambler.ru

³Programmer engineer, Belarus, e-mail: konstantinparhoc@gmail.com

⁴Programmer engineer, Belarus, e-mail: nick-2009@live.ru

⁴ Postgraduate, Belarusian National Technical University, Belarus, e-mail: jinbinyuan@gmail.com

⁶ Postgraduate, School of Data Science, The Chinese University of Hong Kong in Shenzhen, China, e-mail: 222041010@link.cuhk.edu.cn

⁷ Postgraduates, Dalian University of Technology-Belarusian State University Joint Institute, China-Belarus, e-mail: 879777236@qq.com

Abstract

In this article the strategy of interdisciplinary convergence of mechanics and artificial intelligence is illustrated. The article presents the results of calculating displacements in self-stressed monolithic slabs on ground obtained using a trained fully connected neural network. The empirical results of displacements in slabs on ground, displacements calculated according to the physicomachanical model, and obtained using

a neural network are represented. The inspiration brought us to study neural networks modeling biological neural networks are follow: neural networks can autonomously detect patterns hidden in phenomena and can identify parameters on complex behavioral tracks of different physical systems. The authors describe in detail the developed and trained fully connected neural network.

Key Words: Artificial Neural Networks, Deep Learning Algorithm, Neurons, Slabs on ground. Self-Stressed Concrete.

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ В САМОНАПРЯЖЁННЫХ МОНОЛИТНЫХ ПЛИТАХ НА ОСНОВАНИИ ПРИ ПОМОЩИ ПОЛНОСВЯЗНОЙ НЕЙРОННОЙ СЕТИ

*Желткович А. Е., Молош В. В., Пархоц К. Г., Савейко Н. Г., Юань Цзиньбинь,
Чжэньхао Цзян, Чжэн Хаюань*

Реферат

В статье проиллюстрирована стратегия междисциплинарной конвергенции механики и искусственного интеллекта. Представлены результаты расчёта перемещений в самонапряжённых монолитных плитах на основании полученные с использованием обученной полносвязной нейронной сети. В данной статье представлены эмпирические результаты перемещений в плитах, перемещения, рассчитанные по физико-механической модели и полученные с использованием нейронной сети. Интерес, проявленный к нейронным сетям, моделирующим биологические нейронные сети, вызван тем, что, нейросеть может автономно обнаруживать закономерности, скрытые в феноменах, нейронные сети могут идентифицировать параметры на сложных поведенческих треках физических систем. Авторы подробно описывают разработанную и обученную полносвязную нейронную сеть.

Ключевые слова: искусственные нейронные сети, алгоритм глубокого обучения, нейроны, плиты на основании, самонапряженный бетон.

Existed methods of calculation of deformations in slabs on ground

The areas of application of self-stressed reinforced concrete are constantly expanding. It is especially effective to use such concretes in structures and structures that have high requirements for cracking resistance, water penetration resistance and durability. Stressed concrete is used quite successfully in aerodrome and road construction [1]. V. Mikhailov [2] shows that to increase the length of the continuous section of the slab, it is necessary to use stressed concrete on cement with a self-stress grade of at least 3.0 N/mm^2 .

Another of the most interesting areas of application of concretes with an adjustable level of self-expansion (for a shrinkage compensation) is the covering of floors of industrial buildings, in particular, floors of meat and dairy industry enterprises. There are a number of industries where it is particularly preferred to use self-stress concrete as the surface layer.

For example, during operation, concrete and reinforced concrete structures of such buildings are exposed to industrial aggressive media in the form of fatty acids, aqueous solutions of various salts, as well as temperature and humidity factors that cause intense corrosion of materials. Increased durability of such structures is achieved due to increased density of concretes, their strength, freeze-thaw resistance, impermeability and corrosion resistance. The listed effects are provided both due to the dense structure and the peculiarities of the chemical and mineralogical composition of the hardened cement paste of the expensive cement.

Together, as noted in [3, 4], it is necessary to clarify the nature of the distribution of bounded forced deformations and stresses along the length of the slab when the slab interacts with the base. At the same time, in [3, 4] it should be noted that none of the above studies, when determining the self-stress stain (SSS) of slabs, paid due attention to the consideration of the factor of interaction of the slab with the base (taking into account the restricting effect of the base when expanding concrete).

For example, in the work of prof. Mikhailov [2] value of SSS in characteristic sections along the length of the slab is proposed to be determined depending on the calculated value of coupling (bounded) deformation $\varepsilon_{CE}(x, t)$:

$$\sigma_{CE}(x, t) = 0.085 \cdot (f_{CE,d})^{1.25} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_{CE}(x, t)} \right)^{0.25} \quad (1)$$

where: $f_{CE,d}$ – grade of self-stress cement by energy activity, (kg/cm²).

In models, where, one way or another, the interaction of the slab with the base was taken into account [5, 6], were revealed some shortcomings. The main of which was the fact of applying an analogy of temperature impact.

In the work [3], a physical-mechanical model of the SSS of the slab on ground was presented and the results of numerous laboratory and field tests of the slabs were given. Existing methods for calculating from expansion forced deformations, including those developed by one of the authors of the article within the framework of the Ph.D. dissertation, for certain time intervals, do not always assess the deformed state of the slabs with high accuracy. In [3], the displacements in slabs were determined based on the equilibrium equation recorded for the infinitesimal part of slab. A general differential equation describing the displacements of the slab has a view:

$$\frac{d^2u}{dx^2} - \frac{\tau(u)}{E_c \cdot h} = 0 \quad (2)$$

Solution of equation (2) with respect to displacements u , under the following initial conditions: $x = L/2$; $u = 0$; $x = 0$, is presented as:

$$u = -\frac{1}{\beta} \cdot \left(\frac{\sigma_{c0}}{E_{c,t}} + \varepsilon_0(t, t_0) \right) \cdot \frac{\sinh \beta \left(\frac{L}{2} - x \right)}{\cosh \beta \left(\frac{L}{2} \right)} \quad (3)$$

where: u – absolute displacement in the slab; $\varepsilon_0(t, t_0)$ – deformation of free expansion of concrete; $\varepsilon_{c,t}$ – elastic deformation of concrete; $E_{c,t}$ – modulus of elasticity of concrete; σ_{c0} – internal axial stress; $\sigma_{c0}/E_{c,t}$ – elastic component of relative deformations of concrete; β – coefficient depending on the characteristics of the contact of the slab with the base, the modulus of elasticity, the geometry of the plate.

At the same time, as practice has shown, the physical mechanical model, although it approached significantly to empirical data, but starting from certain time intervals (after 72 hours of hardening), demonstrates slightly overestimated results. In order to clarify the characteristics of SSS, we developed and trained (on the available experimental data) an artificial neural network (ANN) of a fully connected architecture with four incoming neurons, five hidden layers and eight neurons of the output layer. Each of the eight output layer neurons learned to "see" the displacements of slab at a specific coordinate. The illustration of fully connected layers applied in our research is shown in Fig. 1. On a Fig. 2 is represented program code has been written on Python. As an activation function of neurons, the «Relu» function inserted into the Python software language profile was used.

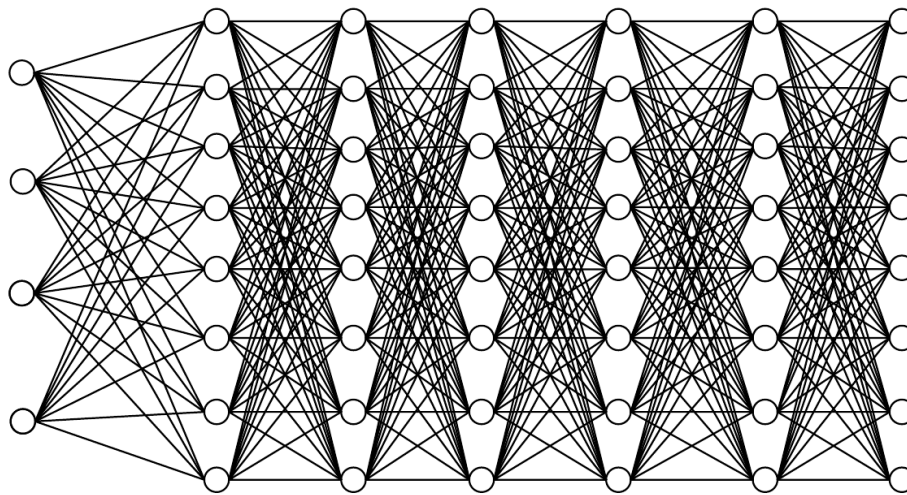


Fig. 1. The illustration of ANN with fully connected layers

```

model = keras.Sequential() # sequential
model.add(layers.Input((4,))) # input layer
model.add(layers.Dense(8, activation="relu")) # first hidden layer
model.add(layers.Dense(8, activation="relu")) # second hidden layer
model.add(layers.Dense(8, activation="relu")) # third hidden layer
model.add(layers.Dense(8, activation="relu")) # fourth hidden layer
model.add(layers.Dense(8, activation="relu")) # fifth hidden layer
model.add(layers.Dense(8)) # output layer

```

Fig. 2. Realization on Python of fully-connected ANN with five hidden layers having eight neurons in each layer

Research Status of ANN for Parameter Recognition

Things in reality are extremely complex, and it is difficult for people to go deep into things to see the essence, and it is difficult to know which features are important. The inspiration brought to us by studying biological neural networks is that machines can autonomously discover the laws hidden in knowledge, rather than simply instilling knowledge into computers, and this ANN can identify parameters at complex behavioral interfaces.

Approach which employs computational models that mimic the architectural, structural, or functional aspects of biological neural networks, such as the human brain are known from the middle of the XX century.

Presently some scholars are proposing ANN to be widely used with deep learning model as an important part of the efficient target detection algorithm. ANN plays role of a feature extractor in the target detection algorithm. This scheme allows to computers autonomously capture experience from massive amounts of knowledge.

Mechanism of artificial neural network

Neuron is the basic element of ANN which usually includes two parameters. In ANN, there are several layers and each layer contains several neurons [7]. Each neuron can be considered as an operator which can change input data. The equation from input to output in a fully connected layer is expressed as follows:

$$Y = X*W+B \quad (4)$$

Where: X and Y are input and an output vector respectively, W is a weight matrix and B is a bias.

Although the computation is simple in neurons, many superimposed neurons have infinite possibility.

Full connection of neurons

In a brain, neurons link with each other which are convenient for information transmission. In a neural network, full connection layer also means many links. In the fully connected layer, each neuron relates to all neurons in former layer and next layer [8]. It means that each neuron in fully connected layer can capture the global information of data. ANN can extract the underlying reflection from input to output with just addition and multiplication operation. So, a well-trained network can respond quickly without mechanical computation. Because the number of parameters of ANN is large, an efficient large-scale matrix solve method is needed. Gradient decent makes it possible to train a network easily. Besides, back propagation method is used to update the parameters [9]. To evaluate the parameters, loss function is introduced. Loss function is proposed to evaluate the gap between the true label (target) and the prediction given by neural network. Thus, the process of training neural network becomes an optimization problem which aim is to minimize the loss. After training network, a suitable evaluation metric is also important that can provide an objective comment.

Loss function

Loss function is designed to indicate the optimization direction of ANN.

In a regression task, the target is continuous which means that the value of label can sampled from a given interval. Traditionally, relative error is a suitable metric to evaluate the gap between true value and output of model. However, the training stage of ANN employs a concept of “batch”. Dataset is split into several batches to input the model and the optimization direction relies on the global information of one batch of data. Mean square error (MSE) is proposed to evaluate the batch error in regression task [10]. MSE can be formulated as following equation:

$$L = \frac{1}{n} * \sum |x_i - y_i|^2 \quad (5)$$

Where: n is the number of samples, x and y are prediction and target (actual data) respectively.

Luckily, relative error plays an important role in validation and test stage of ANN. Here will be used relative error to evaluate the trained model since it can intuitively reflect accuracy of the prediction result for single given sample.

Parameter optimization

Goal of parameter optimization is to find a minimum on hyper-surface of values of weights W which results in minimum values of loss function L . On each iteration algo-

rithm updates weights W of parameters in neurons. To find the correct updating difference we need to calculate anti-gradient. Gradient points to the direction of the fastest function increase then to find minimum we need to take negative gradient – anigradient.

After calculating the loss the gradient information is transmitted from output layer to previous ones, layer by layer back to input layer, updating all layers, which is called back propagation BP [11]. The equation of iteration of parameter update is formulated as follows:

$$w_{i+1} = w_i - \alpha * \frac{\partial L}{\partial w_i} \quad (6)$$

Where: w is weight parameter, α is learning rate and L is loss.

With the help of gradient information, model can search relatively optimal parameters towards correct direction.

Regularization

For ANN, the training process can be considered as an optimization problem whose objective is to minimize the loss. However, training ANN does not pursue zero loss or global optimal solution (minimum). Because the search space is established on the training set (the sub-dataset used to train ANN) instead of validation (test) set. Because of the distribution of dataset, the best parameters for ANN on training set are always not the best on test set. Sometimes when ANN achieves an extremely outstanding performance on training set, it may have poor results on the test set. Model would pay more attention to some noisy samples that makes its structure complex. This process is called over-fitting or over-teaching [12] as shown on Fig. 3.

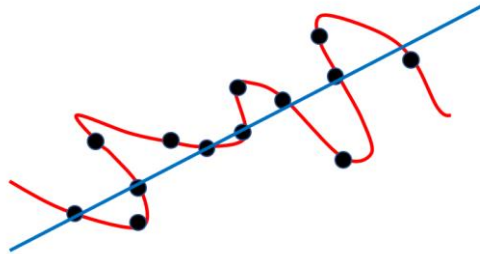


Fig. 3. Two fitting curves

So, it is necessary to avoid over-fitting. One of the most popular methods is regularization. The core idea of regularization is to restrict the complexity of model through controlling parameter to avoid fitting some special samples. Here we employ early stop strategy to prevent tuning to the training set too much.

Normalization

To help model in fitting the data we can implement different methods of data pre-processing. Standard score is one of them. Standard score sets mean of the set to zero and scale values based on standard deviation. Standardization of a dataset is a common requirement for many machine learning estimators: they might behave badly if the individual features do not look like standard normally distributed data. The normalization for x can be expressed as following equation.

$$x_{norm} = (x - \mu) / \sigma \quad (7)$$

Where: μ and σ are mean and standard deviation respectively.

Dataset generation



Fig. 4. – Determination of forced displacements in slabs on ground

On the basis of experimental data obtained during laboratory experiments, we generated a data matrix for 437 different time intervals. To form a matrix for the input and output layers of ANN, we have had the opportunity to use the following data obtained during physical experiments: average concrete compression strength – $f_{c,cube}^m$; Peak stress at the contact surface between the slab and the base – $\tau_{1,R(t)}$; Displacement corresponding to contact peak stress – $u_{1,R(t)}$ [3, 4]. Deformation of free expansion of concrete – ϵ_0 ; Self-stressing of concrete (equivalent to reinforcement bond in 1%) – σ_{CE} . A special .csv file was created for the data, as shown in Figure 4. In the second part of the matrix of the inputting ANN layer, data of absolute displacements of slabs obtained for nine points (coordinates) were placed. The displacements were determined by indicators set in 0.25 m increments along each of slabs [3]. In the program code, the number of input neurons was also limited to four, despite the fact that eight input parameters were originally provided in Figure 5.

```
data = pd.read_csv('Stress in Slabs on Ground Database//Deform in Slabs (actual) Database 29.08.2022 training.csv')
```

```
data.head()
```

	T	L	h	Rc	tmax	dmax	stressCE	freeexp	u0	u1	u2	u3	u4	u5	u6	u7	u8
0	19.0	2	0.1	4.00	0.294589	0.000013	0.210732	0.000163	0	0.0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.048000
1	19.5	2	0.1	4.08	0.294223	0.000013	0.216116	0.000170	0	0.0	0.000289	0.001053	0.001447	0.002316	0.002921	0.004421	0.055263
2	20.0	2	0.1	4.17	0.298694	0.000013	0.221493	0.000177	0	0.0	0.000579	0.002105	0.002895	0.004632	0.005842	0.008842	0.062526

Fig. 5. Data matrix [437 x 17] for input and output layers of ANN

Training artificial neural network

After preparation of the dataset, the next step is training of the artificial neural network. The whole step of training is implemented in Python (software) with Tensorflow library. Number of Epochs are set to 700, and 8% of the dataset has been used for validation of the results of the model, as shown in fig. 6.

```
history = model.fit(X_scaled, y_scaled, validation_split=.08, epochs=700)
```

```
Epoch 698/700
```

```
13/13 [=====] - 0s 10ms/step - loss: 0.0097 - val_loss: 0.0040
```

```
Epoch 699/700
```

```
13/13 [=====] - 0s 14ms/step - loss: 0.0096 - val_loss: 0.0089
```

```
Epoch 700/700
```

```
13/13 [=====] - 0s 11ms/step - loss: 0.0100 - val_loss: 0.0061
```

Figure 6. Final steps of training ANN

When it comes to early stop strategy, training would finish early when MSE loss is lower than 0.01. Because network we used is light-weight, it needs little time to train. A loss curve is shown in Fig. 7. The lateral axis is iteration times and the vertical axis is the value of MSE loss.

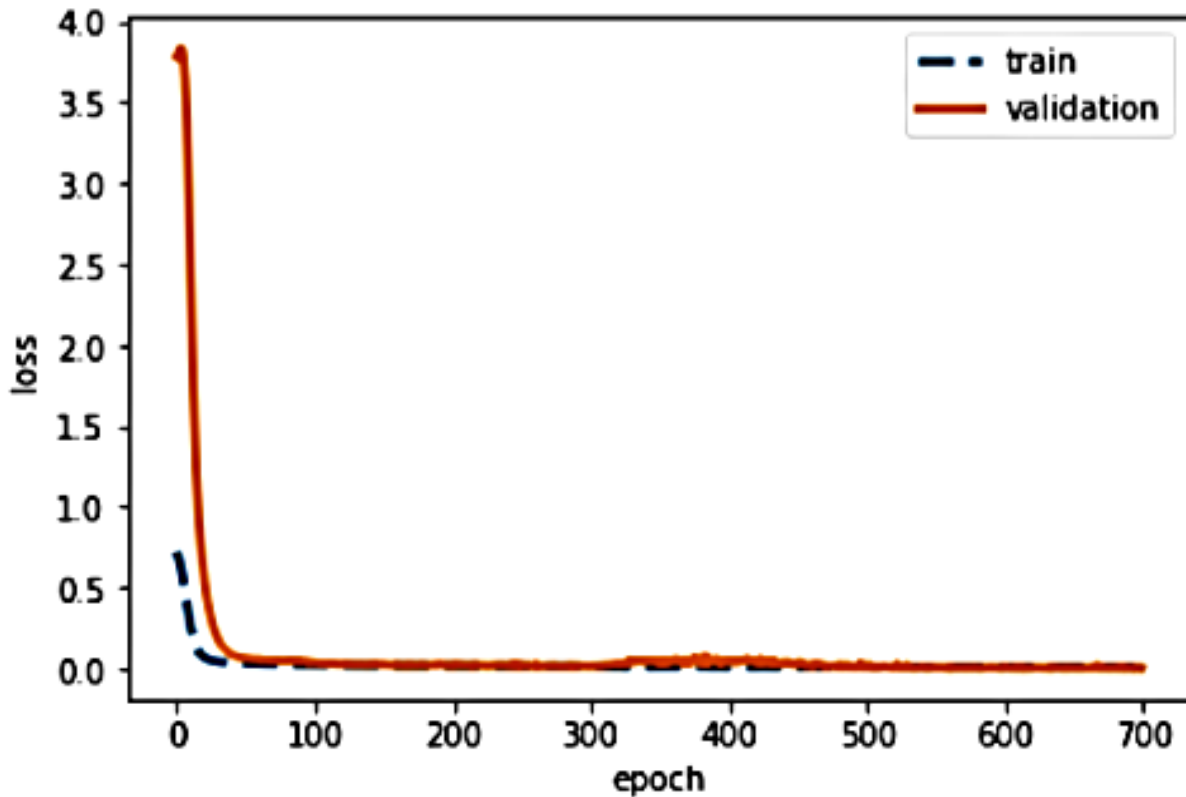


Fig. 7. Convergence and Loss Function

As shown in Figure 6, as the number of epochs increases, the MSE decreases continuously and finally converges.

During the training of the neural network, it turned out that the unchanged parameters (length and height of the slab), as well as the time parameter, and the free deformation of the expansion of concrete are often excessive and impair (worsen) the prediction accuracy (additional noise is created), so at this stage they were excluded.

Results and Evaluation

In the course of work on the program, a separate .csv file was formed with a test sample consisting of four samples taken for four time intervals. The test sample (matrix of input and output parameters) was determined for those time slices that were directly recorded in the independent laboratory experiment. The results are presented in Figure 8.

```
data_test = pd.read_csv('Stress in Slabs on Ground Database//Deform in Slabs (actual) Database 29.08.2022 test.csv')
```

	Rc	tmax	dmax	stressCE
0	4.16	0.297798	0.000013	0.367876
1	5.83	0.377431	0.000014	0.720705
2	7.00	0.425232	0.000015	1.073580
3	7.33	0.437937	0.000015	1.194000

Figure 8. Formed .csv file from a test sample

The diagrams below (fig. 9) show the results of ANN calculations of deformations in specific coordinates of slabs for time points corresponding to: 24. 47. 72 and 81 hours (displacement results are given in mm.) respectively.

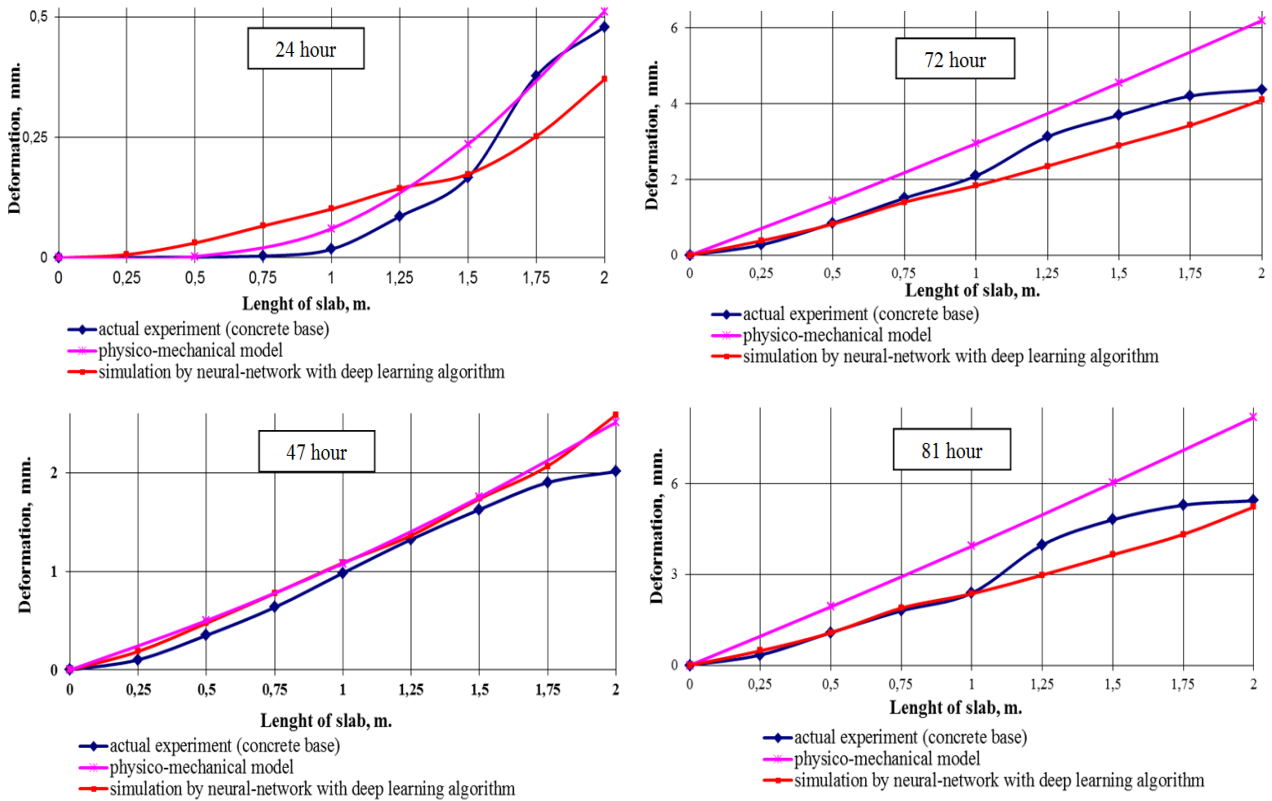


Fig. 9. Diagrams of displacements

To assess the reliability of the calculated models, the analysis of the ratios of the calculated with respect to (w.r.t) experimental values of slabs deformations, the correlation coefficient r_{ik} of the calculated and experimental values of deformations, as well as determined according to the procedure described in Appendix D to Technical Code of Common Practice EN 1990 [13], the correction coefficient b for the average value of the ratios u_{calc} / u_{exp} and the coefficient of variation of u_{δ} for the error vector δ (Fig. 10-11, Table 1) were used.

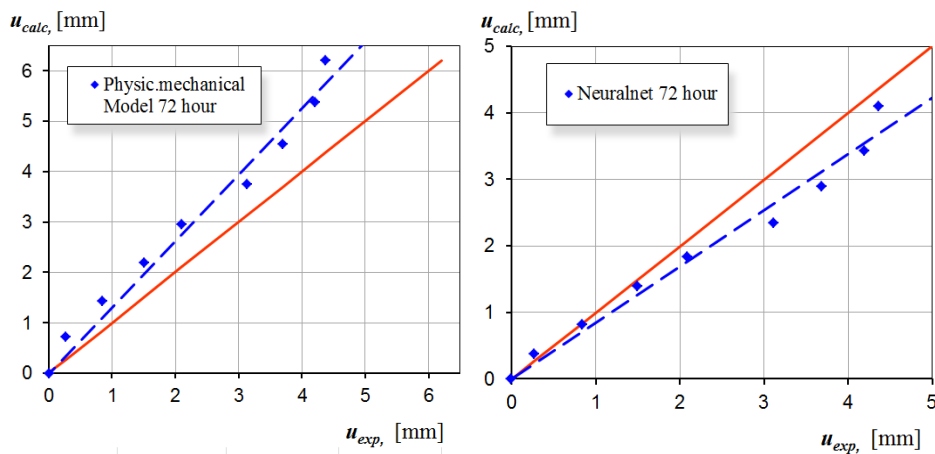


Fig. 10. Diagrams of variation of u_{δ} for the error vectors δ to 72 hours' time point

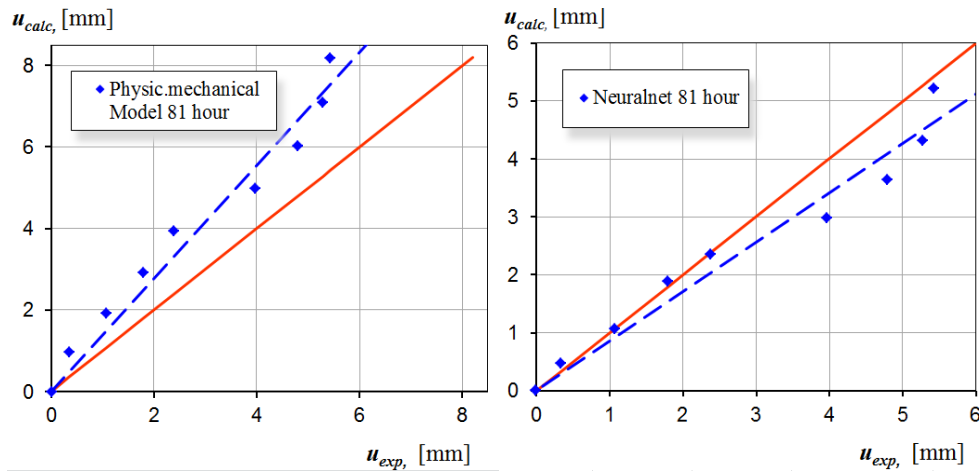


Fig. 11. Diagrams of variation of u_{δ} for the error vectors δ to 81 hours' time point

Table 1 - Statistical parameters of estimation of reliability of models

Results	Min	Mean	Max	C_u , %	b	u_{δ} , %	r_{ik}
24 hour							
Physico-mech. Model	0.989	2.362	8	1.02	0.909	0.126	0.988
Neuronetwork	0.667	5.467	16.75	1.089	1.182	0.228	0.957
47 hour							
Physico-mech. Model	1.069	1.336	2.404	0.335	0.865	0.177	0.992
Neuronetwork	1.03	1.244	1.808	0.204	0.868	0.119	0.988
72 hour							
Physico-mech. Model	1.2	1.535	2.6	0.298	0.754	0.043	0.991
Neuronetwork	0.752	0.931	1.382	0.213	1.174	0.032	0.989
81 hour							
Physico-mech. Model	1.253	1.656	2.823	0.308	0.713	0.174	0.986
Neuro-network	0.751	0.965	1.395	0.216	1.156	0.133	0.981

Min, mean, max - minimum, average and maximum values of u_{calc} / u_{exp} ratios, respectively; C_u - coefficient of variation of u_{calc} / u_{exp} ratios; b - correction factor for average value of relations u_{calc} / u_{exp} ; u_{δ} - coefficient of variation for the error vector δ of u_{calc} / u_{exp} ratios; r_{ik} - correlation coefficient of experimental u_{exp} and calculated u_{calc} deformation values.

Conclusions

1. In paper has been verified the feasibility of using trained ANN to identify physical parameters. It is not difficult to notice a significant improvement in the predictive power of the neural network w.r.t the physicommechanical model over time. C_u - coefficient of variation or u_{calc} / u_{exp} ratio for the moment of time - 81 hours, obtained by the neural network decreased by 30% w.r.t. the physicommechanical model. Coefficient of variation of the error vector decreased too (on 24%).

2. To improvement the proper design of slabs on ground, AI aided method is universal and promising. In addition, this makes it possible to promote prognostic methods of description of stress-strain state condition in such slabs. ANN with deep learning algorithm proved that it can be implemented in other engineering problems. If the data

richness of the training set continues to increase, the prediction accuracy of this neural network will be further improved.

3. In next steps, the predicting the SSS of monolithic slabs on ground, with using of genetic algorithms of various complexity and neural networks of different architectures will be worked out.

References

1. Aleksandrovsky S.V., Bakum P.F. Pre-stressed and self-stressed concrete in the USA [*Predvaritelno napryjennii I samonapryjennii beton v SShA*] / M.: Stroyizdat, 1974. - 320 p.

2. Mikhailov V. V., Litver S. L. Expanding and stressing cements and self-stressed constructions [*Rasshiriaiushchie i napriagaiushchie cementy i samonapriazhennyye konstruktsii*]. Moscow, Stroyizdat, 1974.

3. Zeltkovich A. E. Stress-strain state of monolithic slabs interacting with the base at the stage of expansion and shrinkage of concrete [*Napryjenno-deformirovannoe sostoyenie monolitnih plit, vzaimodeistvuiushchih s osnovaniem na stadii rasshireniy I usadki betona*]: abstract of the dissertation... cand. teh. sciences: 05.23.01 / BSTU. – Brest., 28 p.

4. Zeltkovich A. E., Tur V. V. Calculation of displacement and stresses from shrinkage of monolithic concrete slabs that interact with the ground [*Raschet vynuuzhdennykh peremeshchenii i napriazhenii ot usadki v monolitnykh betonnykh plitakh, vzaimodeistvuiushchikh s osnovaniem*]. Building science and technology. 2011, №. 2, pp. 120–125

5. Pettersson D. Stresses in concrete structures from ground restraint, Licentiate thesis. – Stockholm, – 1998. Part I. – 58 p.

6. Pettersson D. Stresses in concrete structures from ground restraint, Licentiate thesis. – Stockholm, – 1998. Part II. – 63 p.

7. Asteris P.G, Mokos V.G. Concrete compressive strength using artificial neural networks [J]. *Neural Computing and Applications*, 2020, 32(15): 11807-11826.

8. Sun W, Ma S, He X, et al. SimpleMeshNet: end to end recovery of 3d body mesh with one fully connected layer [J]. *Journal of Real-Time Image Processing*, 2022:1-11.

9. Shin H.C, Roth H.R, Gao M, et al. Deep convolutional neural networks for computer-aided detection: CNN architectures, dataset characteristics and transfer learning [J]. *IEEE transactions on medical imaging*, 2016, 35(5): 1285-1298.

10. Laxmi S.B, Vijaya M.S. Weighted Mean Square Error Technique to Train Deep Belief Networks for Imbalanced Data [J]. *International Journal of Simulation-Systems, Science & Technology*, 2018, 19(6).

11. Chen H, Lu F, He B. Topographic property of backpropagation artificial neural network: From human functional connectivity network to artificial neural network [J]. *Neurocomputing*, 2020, 418: 200-210.

12. Poernomo A, Kang D K. Biased dropout and crossmap dropout: learning towards effective dropout regularization in convolutional neural network [J]. *Neural networks*, 2018, 104: 60-67 pp.

13. Basis of Design of Building Structures [*Asnovy Proektavannyya Budaunichy Kanstruttsy*]: TKII EN 1990-2011. - Anavar. 15.11.2012. - Minsk: CEN/TC 250 "Structural Eurocodes": Ministry of Architecture and Construction of the Republic of Belarus, 2011. - 70 s.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ТЕОРИИ НЕЛИНЕЙНЫХ РАСЧЕТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

О. В. Козунова

*К. т. н., ведущий научный сотрудник проектно-конструкторского отдела, доцент кафедры «Архитектура и строительство», доцент, БелГУТ, г. Гомель, докторант, доцент кафедры «Математические методы в строительстве» ФТК, БНТУ, г. Минск, Беларусь,
e-mail: kozunova@gmail.com*

Аннотация. В предлагаемой работе получила дальнейшее развитие теория нелинейных расчетов фундаментных конструкций на произвольном упругом основании, таких, как железобетонные балка и плита, лежащие без трения и скольжения на упругом изотропном слое, жестко соединенным с недеформируемым основанием. Выполнены упругий и нелинейный расчеты этих конструкций под действием внешней статической нагрузки с учетом их собственного веса. В нелинейном расчете исследуемой конструкции учитывается изменение ее жесткости в момент трещинообразования и дальнейшего активного раскрытия трещин.

Расчет железобетонной балки выполняется вариационно-разностным методом при использовании конечных разностей повышенной точности. Вначале балка разбивается на одинаковые прямоугольные участки и для упругого основания строится матрица жесткости как обратная матрице податливости. Составляется функционал полной потенциальной энергии как суммы энергий изгиба балки, деформации упругого основания и работы внешней нагрузки в виде квадратичной функции перемещений центров участков на балке. Дифференцированием последней по каждому перемещению образуется система линейных алгебраических уравнений, решением которой являются перемещения центров участков на балке. Организуется итерационный алгоритм, где на каждой итерации по зависимости «жесткость-кривизна» уточняется изгибная жесткость на каждом участке балки.

Расчет ортотропной плиты на упругом основании в нелинейной постановке выполняется итерационным путем метода Б.Н. Жемочкина. Для определения коэффициентов канонических уравнений и свободных членов использован смешанный метод строительной механики. На первой итерации плита рассчитывается как линейно-упругая, однородная и ортотропная, на последующих - как линейно-упругая, ортотропная и неоднородная на каждом участке Жемочкина. Прогибы плиты с заземленной нормалью в основной системе смешанного метода от действия сосредоточенной силы определяются методом Ритца при представлении прогибов в виде степенного полинома в новом оригинальном выражении, которое предлагает автор впервые в проводимых ниже исследованиях. Это выражение удовлетворяет не только граничным условиям заземленной плиты по перемещениям, но и бигармоническому уравнению.

В нелинейных расчетах плиты при нахождении переменной (секущей) жесткости для участка Жемочкина на каждой итерации используется зависимость "жесткость - кривизна" для каждого из направлений X и Y, аппроксимированная

нелинейной функцией, характер зависимости которой графически свидетельствует о нелинейно-упругой работе ортотропной плиты и ее деформировании с учетом трещинообразования и раскрытия трещин.

Приводятся примеры нелинейных расчетов железобетонных балок и ортотропных плит на упругом слое и основании Винклера. Алгоритмы приводимых выше решений реализованы при помощи компьютерной программы *Wolfram Mathematica 11.3*.

Ключевые слова: упругое основание, железобетонная балка, вариационно-разностный метод, зависимость «жесткость-кривизна», гибкая ортотропная плита, метод Жемочкина, упругий слой, нелинейный расчет, метод Ритца, трещинообразование, дорожная железобетонная плита, осадки, контактные напряжения, изгибающие моменты.

Учет нелинейного деформирования железобетона и грунта. Обзор публикаций. Полученные ранее В.И. Мурашевым [1], А.А. Гвоздевым [2, 3] физические уравнения железобетонных балок и плит учитывают трещинообразование и другие нелинейные деформации, возникающие в этих конструкциях, и нашедшие свое описание в монографии Н.И. Карпенко [4]. Моделирование грунтов в фундаментных конструкциях на упругом основании также неоднозначно и разнообразно, что достаточно полно отразили в своих монографиях отечественные ученые М.И. Горбунов-Посадов и др.[5], С.Д. Семенюк [6], и в настоящее время интенсивно разрабатываются модели, учитывающие остаточные деформации, зоны пластического течения и другие нелинейные проявления упругого основания под эксплуатационной нагрузкой.

Следует отметить, что в фазе уплотнения осадку *жесткого* фундамента и реактивные давления следует считать *линейно-зависящими от нагрузки на фундамент*, поэтому нормы проектирования фундаментов и оснований [7] допускают рассчитывать основания по деформациям, используя линейные модели, если среднее давление на основание не превышает некоторой величины, называемой расчётным сопротивлением основания. Гораздо сложнее взаимодействие с основанием *гибких* железобетонных фундаментов. В этом случае изменение эпюры реактивных давлений с ростом нагрузки происходит не только за счет особенностей деформирования грунта, но также за счет *уменьшения жесткости фундамента*, которое начинается с образования и раскрытия в нем трещин.

Фундаментные конструкции могут рассчитываться *как линейно-упругие*, если действующие нагрузки не вызывают в них трещин. При высоких нагрузках и для гибких конструкций на упругом основании погрешности линейных расчетов могут быть значительными. *Учет нелинейных деформаций* в сочетании с приемами оптимального проектирования позволяет проектировать фундаментные конструкции в соответствии с требованиями первой и второй групп предельных состояний, повысить адекватность расчетов и добиться существенной экономии бетона и арматуры.

Первые задачи о расчете фундаментных конструкций с учетом физической нелинейности были решены Б.Г. Корневым [8]. Деформирование элемента балки (в координатах «момент-кривизна») он описывал диаграммой Прандтля.

При расчете осесимметрично-деформируемых плит эта предпосылка принята для радиального направления. Рассматривая балки и плиты большой протяженности, Б.Г. Коренев использовал для оснований линейные модели, полагая что в таких конструкциях значительные напряжения возникают при малых давлениях на основание, вызывающих в грунтах преимущественно линейные деформации.

Аналогичные гипотезы были приняты Р.В. Серебрянным [9] для определения несущей способности бесконечных плит на упругом полупространстве, нагруженных по кругу малого радиуса. Теоретическая разрушающая нагрузка хорошо совпала с полученной в опытах В.Д. Попова и И.Н. Толмачева. В тоже время по линейному расчету разрушающая нагрузка оказалась почти с пять раз меньше.

Уже эти первые попытки учета нелинейности деформаций железобетона при расчете фундаментных конструкций показали перспективность такого направления. Усилия в конструкциях получались не только более близкими к действительным, но и существенно меньшими, чем при расчете в линейной постановке. Это открывало возможность уменьшить расход бетона и арматуры при проектировании фундаментов.

Методы расчета фундаментов, учитывающие нелинейные деформации, возникающие в железобетоне до образования пластических шарниров, разрабатывались несколькими авторами, обзор которых освещается в работе В.И. Соломина, С.Б. Шматкова [10].

Прежде всего авторы отмечают работу Я.М. Немировского [11], который предложил, определив изгибающие моменты из линейного расчета, вычислять по ним жёсткость конструкции. Эта жесткость определялась для отдельных сечений по формулам В.И. Мурашева [1], а затем усреднялись по площади плиты. Окончательные усилия находились по этой новой жесткости, они были меньше начальных, полученных по линейному расчету. В рассмотренных Я.М. Немировским примерах максимальные изгибающие моменты уменьшились на 30-40%.

Способ расчета, предложенный Я.М. Немировским, был включен в ряд нормативных документов, таких как Инструкция [12]. Модель Я.М. Немировского была значительным шагом в развитии нелинейных методов расчета железобетонных конструкций, однако она имела ярко выраженный недостаток, так как из-за расчета «вручную» была построена на некорректных и довольно грубых предпосылках, а именно: *усреднение жесткости по площади фундамента*, что приводило к существенным погрешностям в определении усилий, особенно для фундаментных плит переменной толщины. При применении ЭВМ необходимость в этой предпосылке отпала.

Способ расчета железобетонной балки на упругом полупространстве с помощью ЭВМ был предложен В.И. Соломиным, В.П. Чирковым и В.Ф. Тутыниным [13]. В этом решении балка разбивалась на достаточно большое количество участков, для каждого из которых по формулам СНиП [14] вычислялась своя жесткость. Результаты решения показали, что жесткость балки по длине существенно меняется, а изгибающие моменты, найденные из линейного и нелинейного расчетов, могут отличаться в несколько раз.

Способ расчета балок, разработанный С.Н. Клепиковым [15], отличается от решения по В.И. Соломину [13] тем, что жесткости участков балки вычисляются

по формулам СНиП, аппроксимированных квадратичной функцией. Кроме того, С.Н. Клепиковым было принято упругое основание нелинейно-деформируемым винклера типа.

Хотелось бы отметить работу В.М. Бондаренко [16], в которой приведен расчет балки на упругом полупространстве с учетом трещинообразования и ползучести бетона. Деформирование балки описывалось разработанной В.М. Бондаренко теорией интегрального модуля деформации.

Широкие экспериментальные и теоретические исследования, выполненные учеными главным образом НИИЖБ, такими, как А.А. Гвоздев, Н.И. Карпенко, С.М. Крылов [17, 18], позволили сформулировать физические уравнения для железобетонных плит. Разработка теории деформирования железобетонных плит в рамках принятых допущений того времени была завершена Н.И. Карпенко [4] в 70-х годах прошлого века и включена в Руководство [19].

Зависимости кривизны элемента балки от момента и жесткости. В приводимых авторами [10] исследованиях используется переменная (секущая) кривизна в зависимости «момент-кривизна», аппроксимированной нелинейной функцией, график которой для элемента балки прямоугольного сечения из бетона класса С20/25 (В25) приведен на рисунке 1

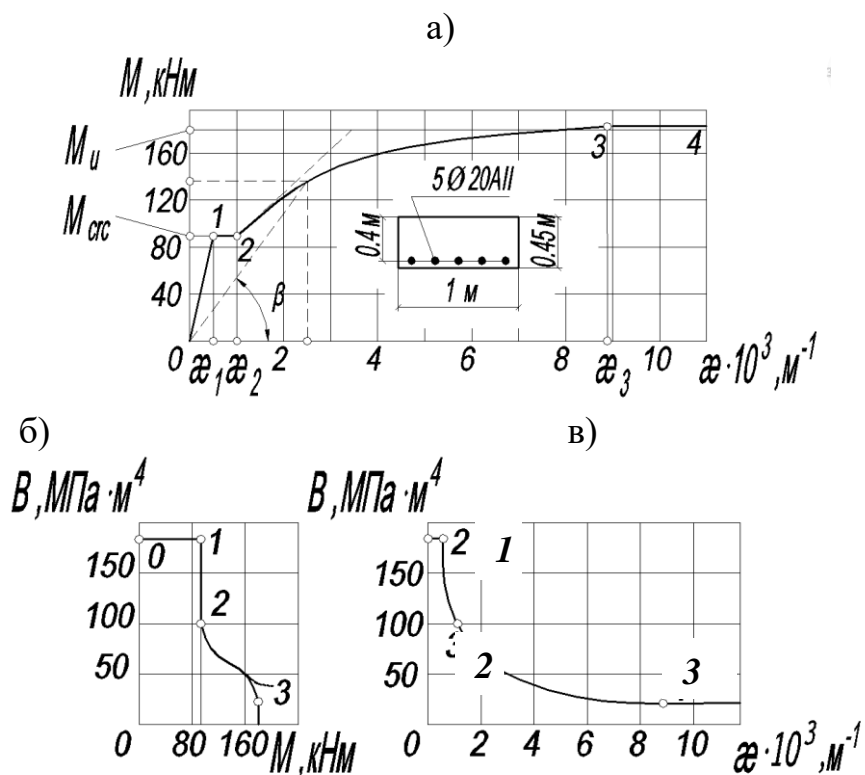


Рисунок 1 – Зависимость кривизны элемента балки (а) и коэффициента жесткости (б) от момента; зависимость коэффициента жесткости от кривизны (в)

На рис. 1, а участок 0-1 зависимости «момент-кривизна» – линейный, и соответствует упругой стадии работы железобетонных балок без трещин ($M < M_{cr}$), где M_{cr} – изгибающий момент, соответствующий образованию трещин, который при коэффициенте армирования $\mu \leq 0,01$ допускается вычислять по формуле [10]

$$M_{\text{крс}} = 0,292 bh^2 R_{\text{bt}}, \quad (1)$$

где R_{bs} и R_{bt} – расчетные сопротивления бетона осевому сжатию и осевому растяжению второй группы.

В стадии с трещинами на рис.1,а показаны два графика:

– штриховой линией по формулам СНиП [14] через тангенс угол наклона секущей к оси кривизн

$$\text{tg}\beta = B = \frac{M}{\chi}, \quad (2)$$

когда арматура работает упруго, а напряжения в бетоне не превосходят $0,6 R_{\text{bs}}$;

– сплошной (участок 1-2) – участок микротрещинообразования при $M=M_{\text{крс}}$, где точка 1 соответствует ее началу, а точка 2 – концу и началу раскрытия трещин при упругой работе арматуры, причем длина этого участка зависит от прочности бетона и арматуры.

Экспериментально установлено и отражено в СНиПе [14] то, в точках 1,2 диаграммы «момент - кривизна» в бетоне скачкообразно уменьшается жесткость конструкции при постоянном моменте, из-за падения модуля упругости бетона в момент образования трещины более, чем в два раза ($E_b^{(1)}=E_b$; $E_b^{(2)}=0,495 E_b$).

Хотелось бы отметить, что в статически неопределимых балках кривизна в момент появления трещин не может возрасти скачком, поскольку этому препятствуют соседние участки, поэтому было принято, что моменту $M_{\text{крс}}$ соответствуют все кривизны в диапазоне между $t.1$ и $t.2$, т. е. график зависимости «момент-кривизна» между точками 1 и 2 на рис. 1,а есть горизонтальная прямая [20]. Принятие такой предпосылки равносильно устранению разрывов между $M=M_{\text{крс}}$, поскольку жесткость B становится непрерывной функцией кривизны.

– сплошной (участок 2-3) – нелинейно - упругое деформирование железобетонной балки с учетом пластических деформаций в арматуре, с уточненными формулами для непереармированных элементов [10], предложенными О.А. Коквиным и включенными в Руководство [19].

Для балок любого поперечного сечения или при других классах бетона и арматуры зависимости между моментами, жесткостью и кривизной качественно будут такими же, как на рисунке1.

Алгоритм нелинейного расчета балки с трещиной по В. И. Соломину. Основы современной теории деформирования железобетонных балок с трещинами, как сказано ранее, были заложены В. И. Мурашевым [1]. Основные предпосылки, введенные им, сводятся к следующему:

- в сечениях с трещинами все растягивающие напряжения воспринимаются арматурой;

- эпюра напряжений в сжатой зоне бетона прямоугольная (рисунок 2);

- средние деформации линейно меняются по высоте балки (рисунок 3).

В монографии В. И. Соломина, С. Б. Шматкова [10] физическое уравнение деформирования балки записывается в виде соотношения между изгибающим моментом и кривизной:

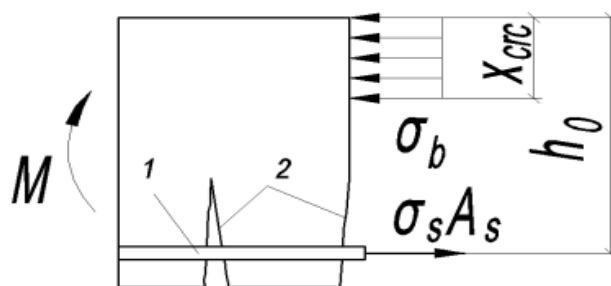


Рисунок 2 – Напряжения в сечении балки с трещиной:
1 – арматура; 2 – трещины

$$\chi = \frac{M}{B}, \quad (3)$$

где B – жесткость балки при изгибе, которая после преобразования выражений для средних деформаций (2.1) - (2.3) [10], может быть представлена следующим образом

$$B = \frac{h_0^3(1-0,5\xi)}{\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\xi b h_0 \nu E_b}}, \quad (4)$$

где $\xi = \frac{x_{crc}}{h_0}$ – относительная высота сжатой зоны в сечении с трещиной (см. рисунок 3).

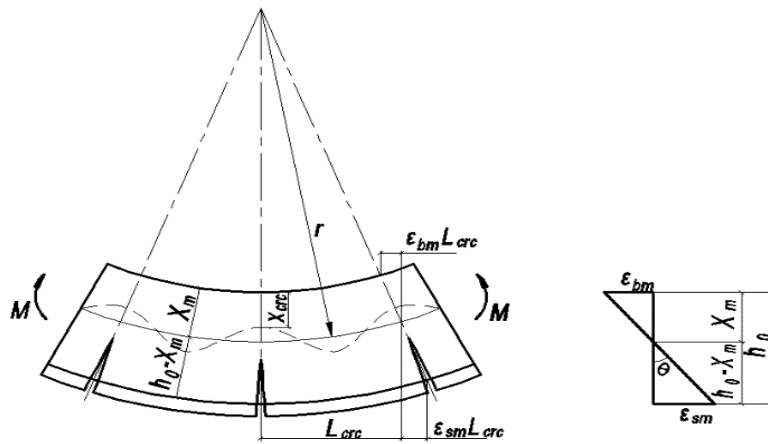


Рисунок 3 – Определение кривизны балки с трещиной

Кривизну элемента балки χ можно выразить через средние деформации $\varepsilon_{sm}, \varepsilon_{bm}$ арматуры и бетона, из физического уравнения деформирования балки (3), используя соотношение (4) следующим образом

$$\chi = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}}{h_0} = \frac{M \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\xi b h_0 \nu E} \right]}{h_0^3 (1-0,5\xi)}, \quad (5)$$

где ψ_s – коэффициент, учитывающий работу бетона растянутой зоны и представляющий собой отношение средних деформаций растянутой арматуры на участке с трещиной к деформации арматуры в сечении с трещиной;

ψ_b – коэффициент, учитывающий неравномерность деформаций крайнего сжатого волокна по длине участка с трещинами;

ν – коэффициент, учитывающий пластические деформации бетона, и представляющий собой отношение упругих деформаций бетона к его полным деформациям.

Приведенные выше формулы определяют деформации элементов с трещинами. Когда элемент работает без трещин, то есть выполняется условие

$$M < M_{crc}, \quad (6)$$

и зависимость между изгибающим моментом и кривизной может быть принята линейной (см. рисунок 1а).

Она описывается уравнением (1), в котором жесткость вычисляется по формуле [10]

$$B = B_0 = \frac{0,85E_b I_{red}}{\varphi_{b2}}, \quad (7)$$

где 0,85 – коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона;

φ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона, при кратковременном нагружении принимается равным 1, а при длительном – в зависимости от влажности окружающей среды;

I_{red} – момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести.

Приведенные ранее формулы позволяют выделить две стадии деформирования элементов балок: без трещин и с трещинами. В обоих случаях физическим уравнением балки является зависимость (1), в которой жесткость B вычисляется либо по формуле (4), либо по формуле (7).

Хотелось бы обратить внимание на то, что при работе *в первой стадии* деформации элементов с необходимой точностью могут быть определены как для однородного элемента, с учетом или без учета арматуры. При работе *в стадии I а и во второй стадии* вплоть до образования пластического шарнира вопросы расчета деформаций (прогибов, углов поворота, раскрытия трещин и пр.) железобетонных элементов наименее изучены из всего комплекса вопросов сопротивления железобетона. Жесткость железобетонных сечений при работе во второй стадии до настоящего времени определяют, как и для первой стадии работы, считая элемент однородным (без трещин), причем влияние арматуры иногда учитывается, иногда нет.

Последовательность нелинейного расчета железобетонных балок согласно ТНПА. Значения нелинейных жесткостей железобетонных элементов следует устанавливать в зависимости от стадии расчета, требований к расчету и характера напряженно-деформированного состояния элемента.

На первой стадии расчета конструктивной системы, характеризуемой тем, что армирование железобетонных элементов неизвестно, *нелинейную работу* элементов *рекомендуется* учитывать **путем понижения их жесткостей** с помощью условных обобщенных коэффициентов (см. п.6.2.5) [21]. На последующих стадиях расчета конструктивной системы, когда известно армирование железобетонных элементов, в расчет следует вводить **уточненные значения жесткостей** элементов, определяемые с учетом армирования, образования трещин и развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре согласно указаниям действующих ТНПА по проектированию железобетонных конструкций (см. главы 5.3, 5.4, п.5.5.3) [22].

В Методическом пособии Плоские безбалочные ж/б перекрытия. Правила проектирования, Москва 2017 г. [23] модель в линейной постановке выполняется для решения задач, характеризующих работу материала несущих конструкций

до достижения предела упругости (величина напряжений, при которых не возникает остаточных деформаций), а также в качестве первой стадии расчета для получения данных для дальнейшего нелинейного расчета.

Учет неупругой работы (физическая нелинейность) рекомендуется здесь учитывать косвенно, с помощью пониженных значений модуля упругости материалов в соответствии с СП 52-103-2007 [21]. Модуль упругости для КЭ плит принимается пониженным с коэффициентом 0,3 (0,2), учитывающим ползучесть бетона и наличие трещин.

Хотелось бы отметить, что в модуле упругости при построении точки 3 на диаграммах «момент-кривизна», «жесткость-кривизна» по В. И. Соломину (см. рисунок 1) использовался понижающий коэффициент 0,3, и точки 4 – 0,2.

Постановка задачи. Рассмотрим железобетонную балку, лежащую без трения на произвольном упругом основании под действием вертикальной внешней нагрузки (рисунок 4). Требуется определить ее вертикальные перемещения, изгибающие моменты и поперечные силы в ее сечениях.

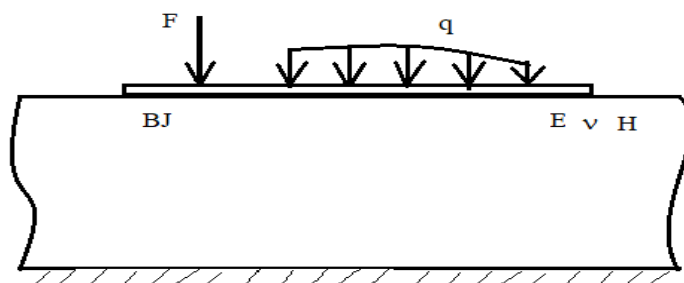


Рисунок 4 - Железобетонная балка на упругом основании

В линейной постановке эта задача решалась ранее неоднократно и многими авторами, обзор работ которых можно найти в [5]. На рисунке 5 показана расчетная модель железобетонной прямоугольной балки на произвольном упругом основании под действием системы сосредоточенных сил, расположенных на одной прямой.

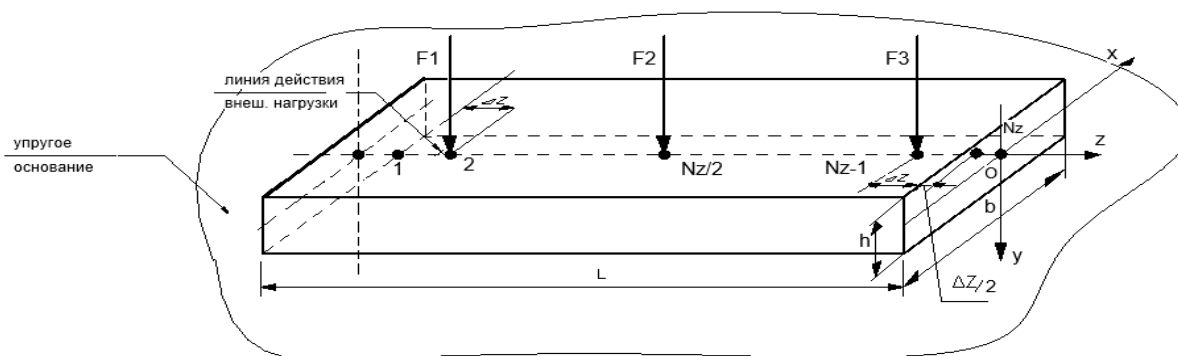


Рисунок 5 – Расчетная модель балки на упругом основании (в общем виде)

Алгоритм нелинейного расчета балки с трещиной ВРМ. Сформулированную задачу в нелинейной постановке будем решать вариационно-разностным

методом (ВРМ) с помощью зависимости «жесткость – кривизна» [10]. Надо отметить, что обычно при подобных расчетах используется зависимость «момент-кривизна», однако, как будет показано ниже, использование зависимости «жесткость – кривизна» помогает сократить промежуточные вычисления и эта зависимость легче аппроксимируется, чем зависимость «момент- кривизна» [24].

Разобьем контактную поверхность стержня с упругим основанием на равные прямоугольные участки и определим перемещения центра каждого участка от единичной силы, равномерно распределенной по площади участка (см. рисунок 5). Таким образом мы получим матрицу податливости упругого основания. Обратив ее, получим матрицу жесткости упругого основания для расчета балки [10].

Если обозначить отдельный элемент матрицы жесткости упругого основания

R через $r_{i,k}$, то энергия деформации основания выразится формулой [25]

$$A = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{NX} \sum_{k=1}^{NX} r_{i,k} w_i w_k, \quad (4)$$

где w_i – вертикальное перемещение узла с номером i балки;

NX - число участков на балке;

$r_{i,k}$ – реактивное усилие в узле с номером i упругого основания при единичном смещении узла с номером k при условии закрепления всех остальных узлов.

Энергия изгиба балки с NX участками и изгибной жесткостью каждого k -того участка F_k при использовании конечных разностей повышенной точности [26] и выполнении граничных условий для изгибающих моментов запишется в следующем виде

$$U = \left(\begin{aligned} & \frac{1}{2} BJ_2 \left(\frac{-2W_1 + W_2 + 16W_1 - 30W_2 + 16W_3 - W_4}{12\Delta x^2} \right)^2 + \\ & + \sum_{k=3}^{NX-2} \frac{BJ_k}{2} \left(\frac{-W_{k-2} + 16W_{k-1} - 30W_k + 16W_{k+1} - W_{k+2}}{12\Delta x^2} \right)^2 + \\ & + \frac{BJ_{NX-1}}{2} \left(\frac{-2W_{NX} + W_{NX-1} + 16W_{NX} - 30W_{NX-1} + 16W_{NX-2} - W_{NX-3}}{12\Delta x^2} \right)^2 \end{aligned} \right) \Delta x. \quad (5)$$

Внешнюю нагрузку на балку приведем к узловой. Тогда полная потенциальная энергия балки, упругого основания и действующей на балку нагрузки [27] будет равна

$$\Phi = U + A - \sum_{k=1}^{NX} F_k w_k, \quad (6)$$

где F_k – внешняя нагрузка на узел с номером k .

Дифференцированием (6) по каждому из узловых перемещений балки и приравняв производную нулю, получаем систему линейных алгебраических уравнений, решением которой являются перемещения узлов балки. Это является *упругим решением*.

Численным дифференцированием повышенной точности узловых перемещений [26] находим кривизны в каждом узле. По построенной зависимости «Жесткость-кривизна» определяем для найденных значений кривизн новые значения

изгибных жесткостей для каждого участка балки. Далее по формулам (5), (6) находим новые значения узловых перемещений и повторяем итерационный процесс до получения приемлемого решения [27]. По известным перемещениям методами сопротивления материалов [28] определяются контактные напряжения и внутренние усилия.

Пример 1. Рассмотрим пример нелинейного расчета железобетонной балки размерами 11м x 1.2м x 0.6м из бетона С20/25 с модулем упругости $E_b=27500000$ кПа на упругом слое, сцепленном с недеформируемым основанием (несжимаемый слой) [29]. Характеристики упругого слоя: толщина $H=7$ м, упругие параметры $E_0=25000$ кПа и $\nu_0=0.33$ (рисунок 6).

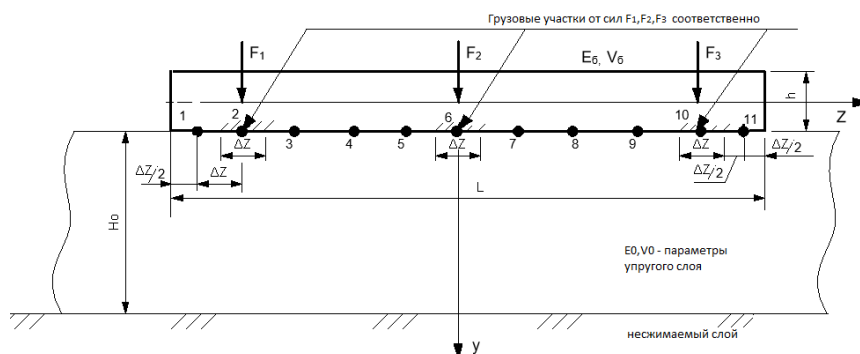


Рисунок 6 – Расчетная модель железобетонной балки на упругом слое

Железобетонная балка нагружена равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса и симметричной системой сосредоточенных сил по краям $F_1 = F_3 = 100$ кН и $F_2 = 250$ кН - в середине. При расчете балка по длине разбивалась на 11 одинаковых участков вариационно-разностного метода и имеет 11 узловых точек в центре каждого участка с шагом Δz .

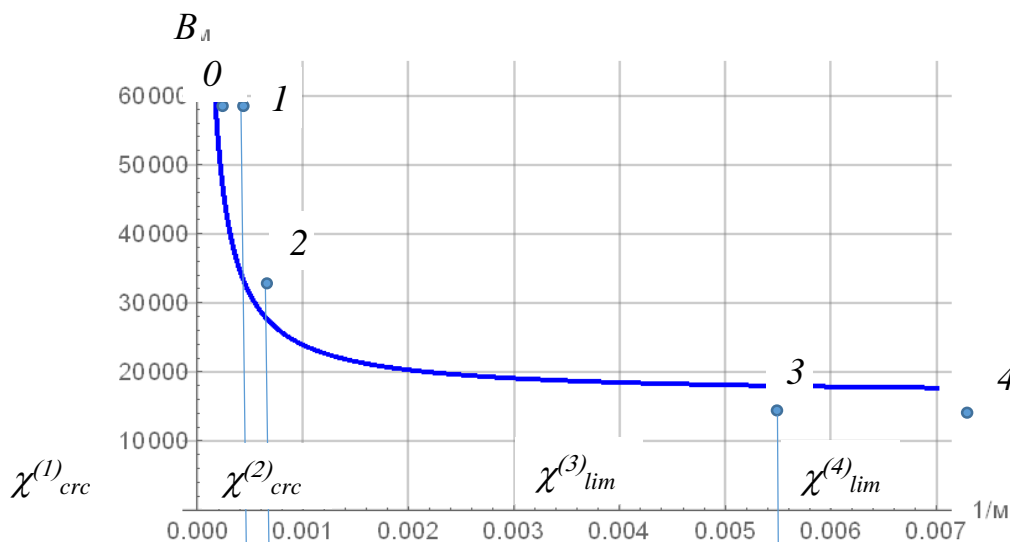


Рисунок 7 – Зависимость «жесткость-кривизна» для железобетонной балки на упругом основании (упругий слой или основание Винклера)

Зависимость «жесткость-кривизна» (рисунок 7) построена по нормативным документам [21-23,30], имеет одинаковый вид и для упругого слоя на недеформируемом основании, и для основания Винклера.

В процессе расчета было получено упругое решение и выполнены 4 итерации нелинейного решения. На рисунках 8 и 9 приводятся графики вертикальных перемещений и изгибающих моментов для упругого решения и четвертой итерации нелинейного решения. Из графиков видно, что максимальное перемещение балки увеличивается, а максимальный изгибающий момент уменьшается при учете физической нелинейности материала железобетонной балки.

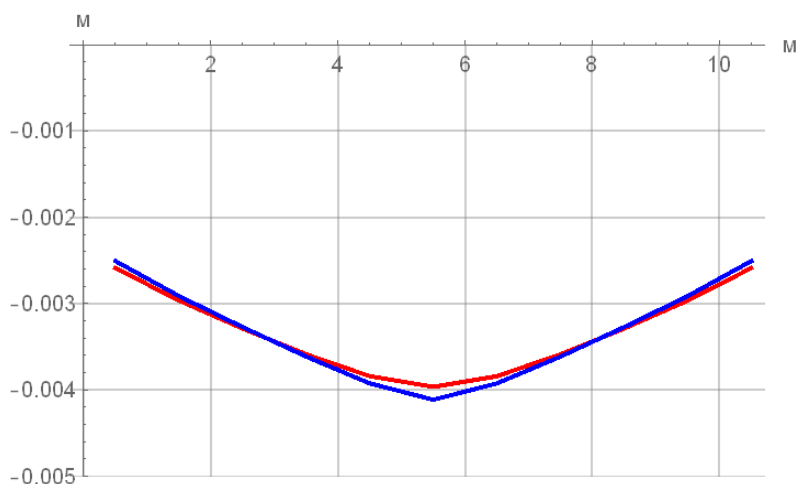


Рисунок 8 – Графики вертикальных перемещений узлов балки (красный цвет – упругое решение; синий цвет – 4-я итерация).

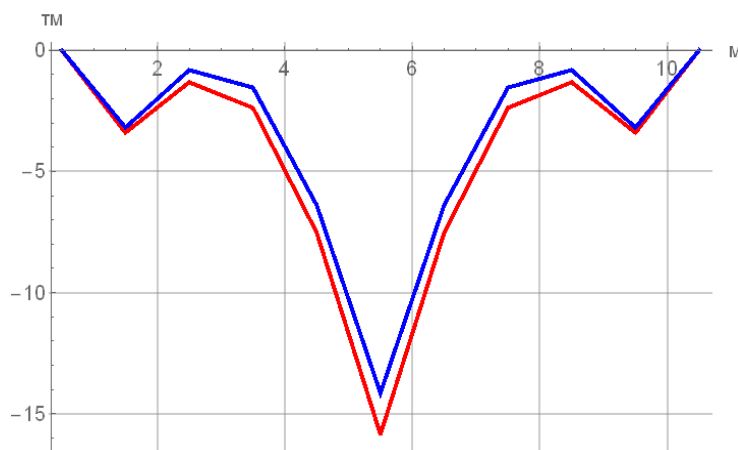


Рисунок 9 – Графики изгибающих моментов в сечениях балки (красный цвет – упругое решение; синий цвет – 4-я итерация).

О методах нелинейного расчета и моделировании упругого основания под гибкой плитой. С механической точки зрения расчет плитных конструкций на упругом основании есть решение контактной задачи соприкасающихся тел [27]. Данные задачи сводятся к решению интегральных уравнений, решение которых зависит от ядра интегрального уравнения и формы соприкасающихся тел [31].

При простых формах контактирующих тел основная трудность состоит в определении ядра интегрального уравнения, которое еще называют функцией Грина контактирующих тел [32,27,31], которая представляет собой функцию перемещений точек поверхности упругого основания от действия единичной сосредоточенной силы [32].

В инженерной практике нецелесообразно решать каждую контактную задачу через интегральные уравнения в связи с трудоемкими математическими вычислениями. Поэтому на практике успешно используют метод Б.Н. Жемочкина [33], который сводит контактную задачу к задаче строительной механики.

Вопросы расчета фундаментных и дорожных плит на упругом основании с учетом анизотропии (в частности ортотропии) плит и их трещинообразования в силу неоднозначности и неопределенности исходных данных неоднородных и композиционных упругих тел (железобетона и грунтов), и в связи с этим большого математической сложности реализации постановок и алгоритмов решаемых задач до настоящего времени не исследованы в полной мере. Известны работы М.И. Горбунова-Посадова [5], И.А. Симвулиди [34], Г.Я. Попова [35], С.Д. Семенюка [6], С.Н. Клепикова [36], С.В. Босакова [32], в которых различными подходами проведены исследования по расчету фундаментных изотропных плит и пространственных монолитных фундаментов, как системы перекрестных лент на упругом основании.

О новой модели трехслойного упругого основания. Конструкцию неоднородного (слоистого) основания предполагается моделировать в виде поверхностного слоя щебня, расположенного на слое песка, который, в свою очередь, находится на естественном грунтовом полупространстве (рисунок 6). Модель слоистого основания представим в виде основания Винклера (слой щебня), расположенного на двухслойном основании Когана (песок + естественный грунт) [36].

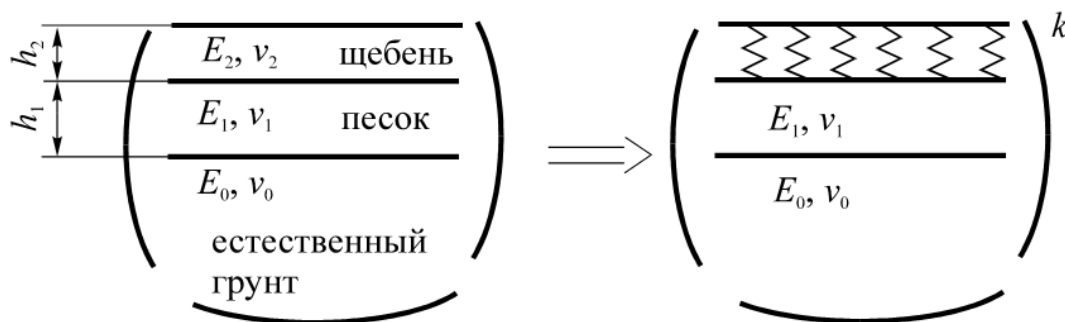


Рисунок 6 – Модель трехслойного (слоистого) упругого основания

Авторами [37] приведено выражение для определения перемещений точки $M(x_i, y_i)$ поверхности трехслойного основания от действия равномерно распределенной по прямоугольному участку размером $\left(x_k \pm \frac{\Delta x}{2}\right) \times \left(y_k \pm \frac{\Delta y}{2}\right)$ поверхности трехслойного основания от действия единичной нагрузки в следующем виде

$$W(x_i, y_i) = \frac{P(1-\nu_1^2)}{\pi E_1 h_1} F_{i,k}, \quad (7)$$

где $F_{i,k}$ – безразмерная функция, которая определяется по формулам, полученным авторами [10] с учетом соотношений [32],[36],[25], а именно

$$F_{i,i} = \frac{1}{k\Delta x\Delta y} + 2\frac{\Delta x}{\Delta y} \left[\ln \frac{\Delta y}{\Delta x} + \frac{\Delta y}{\Delta x} \ln \left(\frac{\Delta x}{\Delta y} + \sqrt{\frac{\Delta x^2}{\Delta y^2} + 1} \right) + \ln \left(1 + \sqrt{\frac{\Delta x^2}{\Delta y^2} + 1} \right) \right] + \sum_{n=0}^3 a_n \frac{\Gamma(n+1)}{\left(4 + \frac{R^2}{h_1^2}\right)^{\frac{n+1}{2}}} P_n(z) \left(\frac{2h_1}{\sqrt{R^2 + 4h_1^2}} \right); \quad (8)$$

$$F_{i,k} = \frac{h_1}{R} + \sum_{n=0}^3 a_n \frac{\Gamma(n+1)}{\left(4 + \frac{R^2}{h_1^2}\right)^{\frac{n+1}{2}}} P_n(z) \left(\frac{2h_1}{\sqrt{R^2 + 4h_1^2}} \right), \quad (9)$$

$$R = \sqrt{(x_i - x_k)^2 + (y_i - y_k)^2}.$$

В приведенных выше формулах: $\Gamma(n+1)$ – Гамма-функция [38]; $P_n(z)$ – полином Лежандра [38]; K – коэффициент постели верхнего слоя трехслойного основания, который определяется по формуле [5]

$$K = \frac{E_2(1-\nu_2)}{(1+\nu_2)(1-2\nu_2)h_2}, \quad (10)$$

где E_2, ν_2 – модуль упругости и коэффициент Пуассона верхнего слоя трехслойного основания (щебня, см. рис. 6). Хотелось бы отметить, что формула (10) справедлива в практическом применении исследованиями [5] при рекомендуемой толщине упругого слоя $h_2 < \frac{b}{2}$.

К вопросу о напряженно-деформированном состоянии ортотропных пластин в приближенной теории изгиба. Потенциальная энергия изгиба. Приближенная теория изгиба анизотропных пластинок достаточно полно и основательно освещена в монографии С.Г. Лехницкого [39]. Основы теории изгиба анизотропных пластинок ранее были заложены в работах Геринга [40] и Буссинеска [41]. В начале 20 века главным образом в трудах Губера [42-44] была предложена и в силу математических возможностей того времени разработана приближенная теория изгиба анизотропных пластинок.

В работе [39] рассмотрено упругое равновесие плоской однородной анизотропной пластинки постоянной толщины, закрепленной по всему краю или по части его и деформируемой изгибающей нагрузкой, распределенной по плоским поверхностям и нормальной к срединной поверхности в недеформированном ее состоянии (рисунок 7). Объемными силами пренебрегают. В силу сделанного предположения относительно упругих свойств считается справедливыми для ортотропной пластинки уравнения обобщенного закона Гука [39].

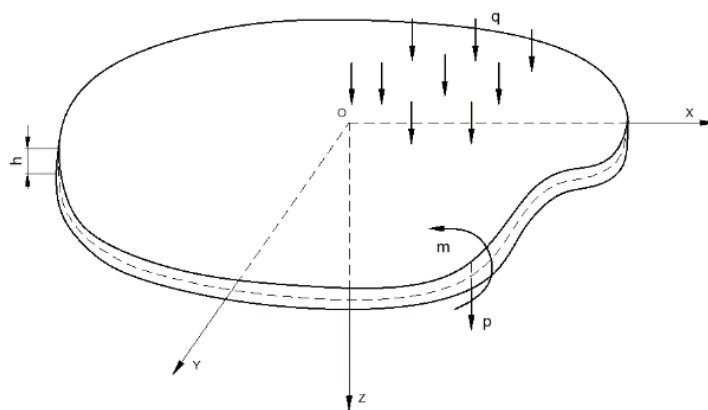


Рисунок 7 – Общий вид гибкой пластинки под нагрузкой

Цилиндрические жесткости изгиба пластинки определяются для главных направлений упругости, и имеют название главных жесткостей

$$D_1 = \frac{E_1 h^3}{12(1-\nu_1\nu_2)}, \quad D_2 = \frac{E_2 h^3}{12(1-\nu_1\nu_2)}. \quad (11)$$

Приведем здесь же выражение для потенциальной энергии изгиба ортотропной пластинки [39], при пренебрежении некоторыми компонентами тензора напряжений σ_z , τ_{yz} и τ_{xz} ,

$$V = \frac{1}{2} \iint \left[D_1 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + 2D_1\nu_2 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + D_2 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + 4D_k \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] dx dy. \quad (12)$$

Хотелось бы отметить, что для железобетонных гибких пластин с возможными трещинообразованием ТНПА в статических расчетах рекомендует использовать приведенный модуль упругости (деформации) для нахождения соответствующих жесткостей. Алгоритм такого расчета приводится автором в дальнейшем изложении данной статьи.

Учет нелинейного деформирования железобетона в гибких пластинах. Следует отметить, что в фазе уплотнения осадку жесткого фундамента и реактивные давления следует считать *линейно-зависящими от нагрузки на фундамент*, поэтому нормы проектирования фундаментов и оснований [45] допускают рассчитывать основания по деформациям, используя линейные модели, если среднее давление на основание не превышает некоторой величины, называемой расчётным сопротивлением основания. Гораздо сложнее взаимодействие с основанием *гибких* железобетонных фундаментов. В этом случае изменение эпюры реактивных давлений с ростом нагрузки происходит не только за счет особенностей деформирования грунта, но также за счет *уменьшения жесткости фундамента*, которое начинается с образования и раскрытия в нем трещин.

Первые задачи о расчете фундаментных конструкций с учетом физической нелинейности были решены Б.Г. Корневым [8]. Деформирование элемента балки (в координатах «момент-кривизна») он описывал диаграммой Прандтля. При расчете осесимметрично-деформируемых плит эта предпосылка принима-

лась для радиального направления. Рассматривая балки и плиты большой протяженности, Б.Г. Коренев использовал для оснований линейные модели, полагая что в таких конструкциях значительные напряжения возникают при малых давлениях на основание, вызывающих в грунтах преимущественно линейные деформации.

Аналогичные гипотезы были приняты Р.В. Серебрянным [9] для определения несущей способности бесконечных плит на упругом полупространстве, нагруженных по кругу малого радиуса. Теоретическая разрушающая нагрузка хорошо совпала с полученной в опытах В.Д. Попова и И.Н. Толмачева. В тоже время по линейному расчету разрушающая нагрузка оказалась почти с пять раз меньше.

Постановка задачи. Граничные условия. В работе рассматривается прямоугольная гибкая ортотропная плита под действием внешней нагрузки размерами $2a \times 2b$, толщиной h , опирающаяся на упругое основание (рисунок 8), с цилиндрическими жесткостями в соответствующих плоскостях D_x, D_y . В приводимых ниже расчетах учитывается крутильная жесткость изолированной ортотропной плиты, которая вычисляется по формуле [46]

$$D_k = \frac{\nu_x + \nu_y}{2} \sqrt{D_x \cdot D_y}, \quad (9)$$

где D_x, D_y определяются по формулам (7).

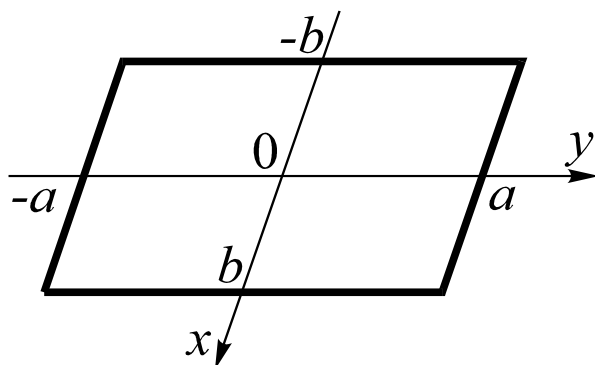


Рисунок 8 – Расчетная модель плиты

В ходе упругого и нелинейного расчетов требуется определить: осадки плиты, распределение контактных напряжений под ней, внутренние усилия в плите (изгибающие моменты), а также выполнить анализ полученных результатов.

Упругое основание в данных исследованиях моделируется в виде упругого однородного изотропного слоя, жестко соединенного с недеформируемым основанием (несжимаемым слоем).

Принимается, что в контактной зоне отсутствуют касательные напряжения и для плиты справедливы гипотезы технической теории изгиба [27].

Расчет прямоугольной ортотропной плиты выполняется методом Б.Н. Жемочкина [35]. Плита разбивается на одинаковые прямоугольные участки размерами $\Delta x \times \Delta y$ и в центре каждого участка размещается вертикальная связь для описания контакта плиты с упругим основанием. Считается, что усилие в связи вызывает равномерное распределение контактных напряжений при определении перемещений центра участка.

Полученная статически неопределимая система решается смешанным методом строительной механики [25], приняв за неизвестные силы в контактных связях Жемочкина, а также два угловых и линейное перемещения введенного защемления нормали в центре плиты.

Канонические уравнения смешанного метода для решения поставленной задачи имеют следующий вид:

$$\begin{cases} \delta_{1,1}X_1 + \dots + \delta_{1,m}X_m - \varphi_x y_1 - \varphi_y x_1 + u_1 + \Delta_{1,p} = 0; \\ \dots \\ \delta_{m,1}X_1 + \dots + \delta_{m,m}X_m - \varphi_x y_m - \varphi_y x_m + u_1 + \Delta_{m,p} = 0; \\ \sum_{k=1}^m X_k y_k - M_x = 0; \\ \sum_{k=1}^m X_k x_k - M_y = 0; \\ -\sum_{k=1}^m X_k - R = 0, \end{cases} \quad (10)$$

где m – число участков Жемочкина на плите; u_1 , φ_x , φ_y – неизвестные линейное и угловые перемещения введенного защемления в центре плиты; R , M_x , M_y – равнодействующая внешних сил и моменты равнодействующей относительно координатных осей, расположенных в плоскости плиты и проходящих через центр плиты; X_k – усилие в связи Жемочкина с номером k .

Алгоритм нелинейного расчета ортотропной плиты с трещиной методом БНЖ. Сформулированную задачу в нелинейной постановке автор предлагает решать итерационным путем метода Б.Н. Жемочкина через зависимость «жесткость – кривизна» [10]. Надо отметить, что обычно при подобных расчетах используется зависимость «момент- кривизна», однако, как будет показано ниже, использование зависимости «жесткость – кривизна» помогает сократить промежуточные вычисления и эта зависимость легче аппроксимируется, чем зависимость «момент- кривизна» [47,48]. На первой итерации плита рассчитывается как линейно-упругая, однородная и ортотропная (см. выше), на последующих - как линейно-упругая, ортотропная неоднородная на каждом участке Жемочкина.

Для упругого однородного изотропного слоя, шарнирно соединенного с недеформируемым основанием (несжимаемым слоем), вертикальные перемещения поверхности упругого слоя от сосредоточенной силы P определяются через соотношение (2.13) из монографии Босакова С.В. [32]

$$W(R) = \frac{P(1-\nu_0^2)}{\pi E_0} \left[\frac{1}{R} + \frac{1}{h} \sum_{n=0}^{\infty} a_n \frac{\Gamma(n+1)}{\left(4 + \frac{R^2}{h^2}\right)^{\frac{n+1}{2}}} P_n \left(\frac{2h}{\sqrt{R^2 + 4h^2}} \right) \right], \quad (11)$$

где $R = \sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}$ – радиус-вектор перемещающихся точек с координатами (x, y) исследуемой поверхности упругого слоя от силы, приложенной в точке с координатами (ξ, η) ;

h – мощность (толщина) упругого слоя, м;

$\Gamma(n+1)$ – гамма-функция [38];

$P_n\left(\frac{2h}{\sqrt{R^2 + 4h^2}}\right)$ – полином Лежандра [38];

a_n – неопределенные коэффициенты разложения в ряд.

В монографии Босакова С.В. [32] определены коэффициенты a_n в следующих значениях $a_0 = -1$; $a_1 = -3/2$; $a_2 = -1$; $a_3 = -1/3$; $a_4 = 1/18$; ...

После интегрирования (11) по площади прямоугольного участка размерами $\Delta x \cdot \Delta y$ получаем выражения для определения перемещений центра участка Жемочкина с номером i от действия сосредоточенной силы, равной 1, приложенной к центру участка с номером k .

Первое слагаемое в формуле (11) определяет функцию вертикальных перемещений для упругого однородного изотропного полупространства (решение Буссинеска), интегрируется точно (оно сингулярное), остальные – не сингулярные и не интегрируются. Для практических расчетов в формуле (11) можно ограничиться пятью членами ряда [8].

В монографии [32] получено соотношение (3.3) для перемещения точки $M(x_i, y_i)$ поверхности упругого полупространства при загрузении участка прямоугольной формы на этой поверхности равномерно-распределенной нагрузкой с равнодействующей, равной 1.

Перемещения точки поверхности основания $M(x_i, y_i)$ запишем в следующем виде

$$W(x_i, y_i) = \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 \Delta x} \cdot F_{ik}, \quad (12)$$

где $F_{i,k}$ – безразмерная функция, которую определяем из формулы (12) через соотношение (3.3) [32].

Прогибы плиты с защемленной нормалью в основной системе смешанного метода от действия сосредоточенной силы (рисунок 5) определяются методом Ритца [49] при представлении прогибов в виде степенного полинома в новом оригинальном выражении, которое автор предлагает впервые в проводимых ниже исследованиях.

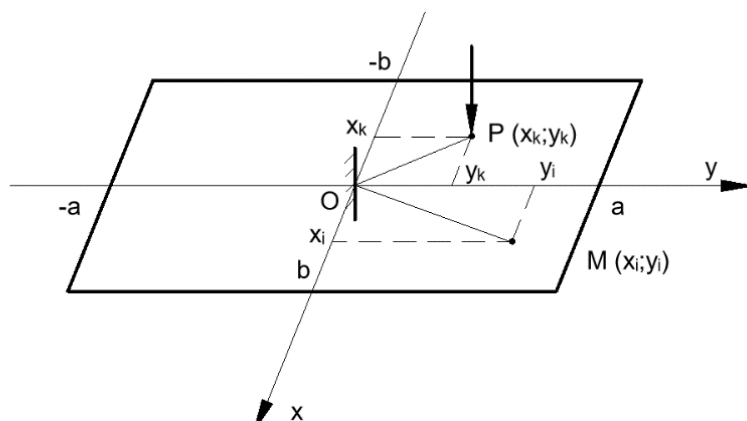


Рисунок 9 – Гибкая плита с защемленной нормалью

Общий вид нового решения имеет следующее представление

$$W_{(i)}^{(n)}(x_i, y_i) = \left(\frac{x_i^2}{a^2} + \frac{y_i^2}{b^2} \right) \begin{pmatrix} A_{0,0}^{(n)} + A_{1,0}^{(n)} \frac{x_i}{a} + A_{0,1}^{(n)} \frac{y_i}{b} + A_{2,0}^{(n)} \frac{x_i^2}{a^2} + \\ + A_{1,1}^{(n)} \frac{x_i y_i}{ab} - \frac{b^2(a^2 + 3b^2) A_{2,0}^{(n)}}{a^2(3a^2 + b^2)} \frac{y_i^2}{b^2} \end{pmatrix}, \quad (13)$$

где x_i, y_i – координаты точки i , в которой определяются прогибы плиты $W_{(i)}^{(n)}(x_i, y_i)$ с защемленной нормалью в основной системе смешанного метода;

$A_{m,k}^{(n)}$ – постоянные коэффициенты метода Ритца [49] при координатных функ-

циях, базисной из которых является функция $f_{m,k}(x_i, y_i) = \frac{x_i^m y_i^k}{a^m b^k}$, где чередующиеся индексы $m, k = 0, 1, 2$.

Выражение (13) удовлетворяет не только граничным условиям защемленной плиты по перемещениям, но и бигармоническому уравнению [27].

Далее определяется функционал полной энергии ортотропной пластинки с защемленной нормалью и действующей на нее сосредоточенной единичной силы как квадратичную функцию коэффициентов $A_{i,k}$, что позволяет из системы линейных алгебраических уравнений (СЛАУ) найти эти коэффициенты и, таким образом, вычислить прогибы плиты с защемленной нормалью. Так формируется система уравнений способа Жемочкина на каждой итерации.

Выводы и заключения. В работе предложены в развитии две методики нелинейных расчетов железобетонных конструкций на произвольном упругом основании, а именно:

1) несложная последовательность нелинейного итерационного расчета *вариационно-разностным методом* железобетонной балки на упругом основании, моделируемом упругим слоем конечной толщины или основанием Винклера. В работе используется матрица жесткости упругого основания и конечные разности повышенной точности для вычисления энергии деформаций упругого основания и изгиба балки;

2) методика и последовательность нелинейного итерационного расчета *методом Б.Н. Жемочкина* железобетонной ортотропной плиты на упругом основании, моделируемом упругим слоем конечной толщины. Прогибы плиты с защемленной нормалью в основной системе смешанного метода от действия сосредоточенной силы определяются методом Ритца при представлении прогибов в виде степенного полинома в новом оригинальном выражении, которое автор предлагает впервые в проводимых исследованиях. Кроме того, в отличие от традиционных подходов, основанных на применении зависимости «момент-кривизна», используется зависимость «жесткость-кривизна», что сокращает объем вычислений.

Моделированию работы фундаментной балки с трещинами посвящены работы Соломина В.И., Мурашева В.И. и др. Как следует из данных работ, предполагается, что фундаменты будут работать с трещинами. В этом случае необходимо учитывать нелинейные свойства железобетона через переменную кривизну элемента балки. Проведенный выше анализ по данной тематике показал, что данный вопрос изучен не в неполной мере. Таким образом, изучаемая отрасль ис-

следований нелинейных задач требует дальнейшей разработки, как в плане создания общей методики решения данного вида задач, так и в плане создания численных методов расчета.

Список цитированных источников

1. Мурашев, В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона / В.И. Мурашев – М.: Машиностроение, 1950. – 268 с.
2. Гвоздев, А.А. Метод предельного равновесия в применении к расчету железобетонных конструкций // А.А. Гвоздев/ Инженерный сборник, т.5, вып.2. – 1949. – С. 3-20.
3. Гвоздев, А.А. К вопросу о предельных условиях (условиях текучести) для ортотропных сред и для изгибаемых железобетонных плит // А.А. Гвоздев / В кн.: Строительная механика. М.: Стройиздат –1966. – С. 208-218.
4. Карпенко, Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Н.И. Карпенко – М.: Стройиздат, 1976. – 204 с.
5. Горбунов-Посадов, М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В.И. Соломин – 3-е изд., перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1984. – 680 с.
6. Семенюк, С.Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно-деформируемом основании / С.Д. Семенюк – Могилев, БРУ, 2003. – 269 с.
7. ТКП 45-5.01-254-2012* (02250) (переиздание в 2019 г.) Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования. РУП «Стройтехнорм», 2012. – 118 с.
8. Коренев, Б.Г. Вопросы расчета балок и плит на упругом основании / Б.Г. Коренев – М.: Госстройиздат, 1954. – 231 с.
9. Серебрянный, Р.В. Определение разрушающе нагрузки для плит на упругом основании // Р.В. Серебрянный / Основания, фундаменты и механика грунтов, №2 – 1960. – С. 10-12.
10. Соломин, В.И. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций // В.И. Соломин, С.Б. Шматков / М., Стройиздат –1986. –208с.
11. Немировский, Я.М. Расчет плит на упругом основании с учетом жесткости конструкций и стадий предельного равновесия // Я.М. Немировский / Сб. тр. МИСИ, №14. М. – 1956. –С.201-215.
12. Инструкция по проектированию фундаментов доменных печей. М., Стройиздат, 1972. – 65с.
13. Соломин, В.И. О работе железобетонных балок на упругом основании с учетом специфических свойств железобетона // В.И. Соломин, В.П. Чирков, В.Ф. Тутынин/ Сб.тр./ЧПИ, Челябинск, № 73. Исследования по бетону и железобетону –1969. – С.226-228.
14. СНиП 2.03.01.84. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции. – М., Стройиздат, 1985. – 79 с.
15. Клепиков, С.Н. Нелинейный расчет балок на податливом основании // С.Н. Клепиков/ В кн.: Основания, фундаменты и механика грунтов. Материалы III Всесоюзного совещания. Киев: Будивельник – 1971 – С.243-246.

16. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко. – Харьков, 1969. – 323 с.
17. Гвоздев, А.А. Теоретическое и экспериментальное исследование работы железобетона с трещинами при плоском однородном и неоднородном напряженном состоянии// А.А. Гвоздев, Н.И. Карпенко, С.М. Крылов / В кн.: Совершенствование расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. М.: Стройиздат –1968. – С. 5-43.
18. Карпенко, Н.И. Исследование работы железобетонных плит на ЭЦВМ с учетом образования трещин// Н.И. Карпенко, Л.И. Ярин/ Сб.тр./ЦНИИЭП сельстрой. Вып. 2-1. Исследования конструкций зданий и сооружений – М.: 1968. – С.130-149
19. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. – М., Стройиздат, 1975. – 193 с.
20. Соломин, В.И. О расчете железобетонных плит и балок, опирающихся на упругое основание// В.И. Соломин/ Строительная механика и расчет сооружений –1974. – С.19-21.
21. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий. Свод правил по проектированию и строительству. М.: НИЦ «Строительство» – НИИЖБ им. А.А. Гвоздева – 2007 – 22 с.
22. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Свод правил по проектированию и строительству. М.: НИЦ «Строительство» – НИИЖБ им. А.А. Гвоздева – 2018 – 168 с.
23. Методическое пособие. Плоские безбалочные железобетонные перекрытия. Правила проектирования. М.: НИЦ «Строительство» – НИИЖБ им. А.А. Гвоздева – 2017 – 158 с.
24. Босаков, С.В. Нелинейные колебания прямоугольных ортотропных плит с одной степенью свободы при различных опорных закреплениях / С.В. Босаков, Н.С. Щетько – Строительная механика и расчет сооружений. № 5(296) – 2021 – Стр. 8-12.
25. Ржаницын, Р.А. Строительная механика / Р.А. Ржаницын – М., Высшая школа –1991 – 439с.
26. Коллатц, Л. Задачи на собственные значения /Коллатц, Л – М., ФМ, Наука. – 1968 – 503с.
27. Александров, А.В. Основы теории упругости и пластичности. / А.В. Александров, В.Д. Потапов – М., Высшая школа – 1990 – 400с.
28. Александров, А.В. Соппротивление материалов. / А.В. Александров, В.Д. Потапов – М., Высшая школа – 2000 – 560с.
29. Александров, В.М. Неклассические смешанные задачи теории упругости / В.М. Александров, И.И. Ворович, В.А. Бабешко – М., ФМ, Наука – 1976 – 456с.
30. СП 337.1325800:2017. Конструкции железобетонные сборно-монолитные. Правила проектирования. М.: НИЦ «Строительство» – 2018 – 108 с.
31. Дифференциальные и интегральные уравнения, вариационное исчисление в примерах и задачах / Под общей редакцией А. Б. Васильева [и др.]. – М.: Физматлит, 2003. – 432 с.
32. Босаков, С.В. Статические расчеты плит на упругом основании / С.В. Босаков. – Минск: БНТУ, 2002. – 128 с.

33. Жемочкин, Б.Н. Практические методы расчетов фундаментных балок и плит на упругом основании / Б.Н. Жемочкин, А.П. Сеницын. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Госстройиздат, 1962. – 240 с.
34. Симвулиди, И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании / И.А. Симвулиди. М.: Высшая школа, 1987 – 576 с.
35. Попов, Г.Я. О расчете неограниченной шарнирно-разрезной балочной плиты, лежащей на упругом полупространстве // Г.Я. Попов/ Изв. Вузов: Строительство и архитектура, 3,1959. – С.25-33.
36. Коган, Б.И. Напряжения и деформации многослойных покрытий/ Б.И. Коган //Тр. ХАДИ, 1953, вып.14.– С.33-46.
37. Босаков С.В. Об одной модели упругого основания и ее использовании для расчета прямоугольной плиты на упругом основании/ С.В. Босаков, С.И. Зиневич, О.В. Козунова/ НТЖ: Строительная механика и расчет сооружений. М. – №4 (279) – 2018 – с. 2-5.
38. Градштейн, И.С. Таблицы интегралов, сумм, рядов и произведений / Градштейн, И.С., Рыжик, И.М. – М., Физматгиз, 1963. – 1098с.
39. Лехницкий, С.Г. Анизотропные пластинки / С.Г. Лехницкий. – М., Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1957. – 387 с.
40. Gehring, F. De aequationibus differentialibus quibus aequilibrium et motus laminae crystallinae definitur / F.Gehring –Berlin, 1860.
41. Boussinesq, I. Complements a une etude sur la theorie de l'equilibre et du mouvement des solides elastiques/ I. Boussinesq. – Paris: Journal de Math. Pures et appl., ser. 3, t.5, 1879. – P. 221-229.
42. Huber, M.T. Teorja plyt / M.T. Huber – Lwow, 1921
43. Huber, M.T. Einige Anwendungen der Biegungstheorie ortotropen Platten / M.T. Huber. – Zeitschr. f. Angew. Math. und Mech., V.6, N.3, 1926
44. Huber, M.T. Probleme der Statik technisch wichtiger orthotroper Platten |/ M.T. Huber. – Warszawa, 1929.
45. ТКП 45-5.01-254-2012* (02250) (переиздание в 2019 г.) Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования. РУП «Стройтехнорм», 2012. – 118 с.
46. Тимошенко, С.П. Пластины и оболочки/ С.П. Тимошенко, С.Войновский-Кригер М., Фитматгиз, 1963.– 536 с.
47. Босаков, С. В. Развитие теории расчета шарнирно-соединенных балок на упругом основании с учетом их физической нелинейности / С.В. Босаков, О.В. Козунова // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС; редкол.: О. Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2019. – Вып. 11. – С. 11–24.
48. Босаков, С.В. Нелинейные колебания прямоугольных ортотропных плит с одной степенью свободы при различных опорных закреплениях / С.В. Босаков, Н.С. Щетько – Строительная механика и расчет сооружений. № 5(296) – 2021 – Стр. 8-12.
49. Босаков, С. В. Метод Ритца в контактных задачах теории упругости / С. В. Босаков. – Брест : БрГТУ. – 2006. – 107 с.

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ КАСАТЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В КОНТАКТНОЙ ЗОНЕ БАЛОЧНОЙ ПЛИТЫ НА НЕОДНОРОДНОМ УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

О.В. Козунова¹, А.Г. Пусенков²

*¹кандидат технических наук, доцент, ведущий научный сотрудник ПКО, доцент кафедры
«Архитектура и строительство» ПГС,*

УО «Белорусский государственный университет транспорта», Гомель.

Докторант БНТУ, доцент кафедры «Математические методы в строительстве» ФТК,

Белорусский национальный технический университет, Минск, Беларусь

e-mail: kozunova@gmail.com

² магистр, аспирант кафедры «Архитектура и строительство» ПГС,

УО «Белорусский государственный университет транспорта».

Главный инженер завода КЖД ОАО «Гомельский ДСК», Гомель, Беларусь

e-mail: pusenkov_a@mail.ru

Аннотация. Расчет упругого основания и балочной плиты с учетом касательных напряжений в общем виде является чрезвычайно сложной биконтактной задачей.

Взаимодействие балочной плиты и упругого основания с учетом касательных напряжений в зоне контактного взаимодействия по сути является разновидностью контактных задач теории упругости, решение которой возможно в нелинейной постановке при работе упругих сред в зоне небольших упруго-пластических деформаций, то есть с учетом физической нелинейности.

Учет нелинейности деформирования балочной плиты позволяет увеличить, как правило, допустимую нагрузку на плиту за счет перераспределения и уменьшения максимальных значений усилий, но при этом обнаруживается резкое возрастание неравномерности осадок. Данные нелинейного расчета позволяют выполнить достоверную оценку работы конструкции по предельным состояниям эксплуатационной пригодности.

Для решения рассматриваемой задачи авторами применяется вариационно-разностный метод (ВРМ), который реализуется в перемещениях через конечно-разностные соотношения теории упругости при использовании в решении функционала полной потенциальной энергии деформации системы, состоящей из плиты, упругого основания и зоны контактного взаимодействия.

Предлагаемая методика статического расчета позволяет определить внутренние усилия в балочной плите и осадки упругого основания под плитой с учетом касательных напряжений в контактной зоне, достаточно полно исследовать эту зону взаимодействия балочной плиты с упругим основанием, а также получить полную картину влияния касательных напряжений на напряженно-деформированное состояние упругого основания. Численная реализация ВРМ производится методом конечных разностей в вариационной постановке в программном пакете Mathematica.

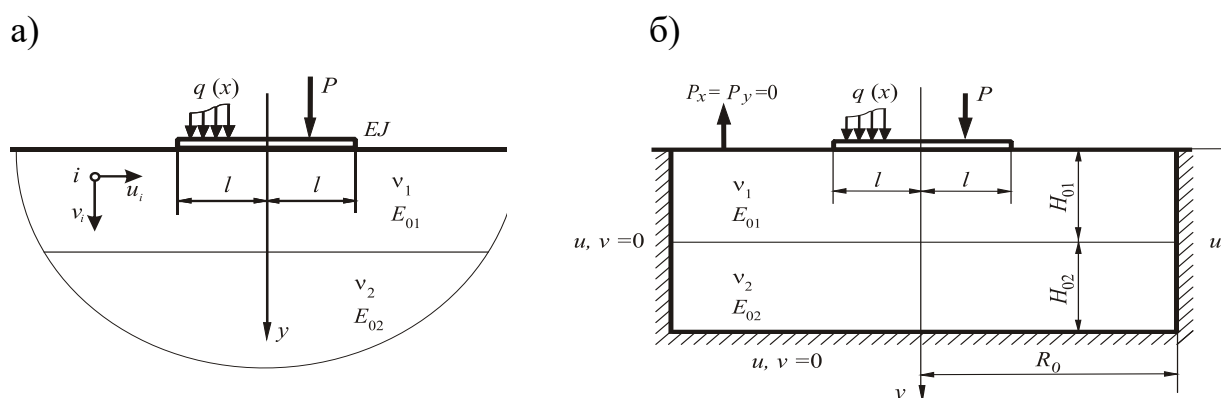
Ключевые слова: балочная плита, упругое основание, неоднородное основание, слоистость упругого основания, касательные напряжения, контактная зона.

Keywords: beam slab, elastic foundation, heterogeneous foundation, layering of the elastic foundation, shear stresses, contact zone.

Введение. Из-за разнообразия конструктивных решений балочных плит и грунтовых условий в настоящее время нет возможности дать строгое решение пространственной задачи. В связи с этим допускают использование приближенного решения, согласно которому влияние жесткости балочной плиты и реактивных касательных напряжений на расчетные величины плитного фундамента определяют строго в плоской постановке. Затем результаты такого расчета используют для приблизительной оценки влияния указанных факторов на результаты расчетов по действительной пространственной схеме, выполненных по существующим методам без учета этих факторов [1].

Взаимодействие балочной плиты и упругого основания ленточного фундамента с учетом касательных напряжений в зоне контактного взаимодействия по сути является разновидностью одной из контактных задач теории упругости [2], решение которой возможно в нелинейной постановке при работе упругих сред в зоне малых упруго-пластических деформаций по А.А. Ильюшину.

Постановка задачи. Граничные условия. Балочная плита ленточных фундамента мелкого заложения находится на упругом неоднородном (двухслойном) основании глубиной (толщиной) H с приложенной внешней нагрузкой $q(x)$ (рис.1а). Параметры плиты: высота h , ширина $2l$, изгибная жесткость EJ , жесткость на растяжение EA .



а) параметры плиты и упругого основания;
 б) расчетная область. Граничные условия задачи.
Рисунок 1 – Балочная плита на двухслойном основании

Для расчета балочных плит на упругом основании с учетом касательных напряжений в контактной зоне вводим следующие гипотезы и допущения:

1. гипотезы и допущения теории упругости, которые справедливы для рассматриваемой области упругого основания;
2. гипотезы плоского изгиба балки (плиты), справедливые для балочной плиты;
3. допущение о том, что при моделировании контактной зоны между балочной плитой и основанием могут возникать и растягивающие, и сжимающие напряжения. Кроме того, при моделировании учитываются силы трения, как и касательные напряжения в зоне контактного взаимодействия.

Рассматриваемая контактная задача замыкается кинематическими и статическими граничными условиями.

Кинематические граничные условия реализуются на границе принятой расчетной области и в контактной зоне (см. рисунок 1б), а именно:

1. на границе принятой расчетной области перемещения в направлении осей X и Y принимается равными нулю $u=0$ и $v=0$;
2. в контактной зоне справедливо равенство осадок основания прогибам плиты.

Статические граничные условия.

На рисунке 1б отражены статические граничные условия в усилиях вне контактной зоны, а именно $P_x = P_y = 0$.

Для крайних точек k балочной плиты вводятся статические граничные условия (см. формулу 2.29 [3])

$$Q^{(k)} \Big|_{x=\pm l} = -EJ \frac{d^3 y_k}{dx^3} = 0; \quad M^{(k)} \Big|_{x=\pm l} = -EJ \frac{d^2 y_k}{dx^2} = 0, \quad (1)$$

из условия свободного опирания балочной плиты на упругое полупространство.

Алгоритм решения нелинейной задачи ВРМ. Для решения рассматриваемой задачи авторами применяется вариационно-разностный метод (ВРМ) [4], который реализуется в перемещениях через конечно-разностные соотношения теории упругости (плоская деформация) при использовании в решении функционала полной потенциальной энергии деформации системы, состоящей из энергии изгиба плиты, энергии деформации упругого основания с учетом продольных сил в зоне контактного взаимодействия и работы внешней нагрузки.

Основание аппроксимируется разбивочной сеткой конечных размеров с постоянным шагом по осям (рис. 2).

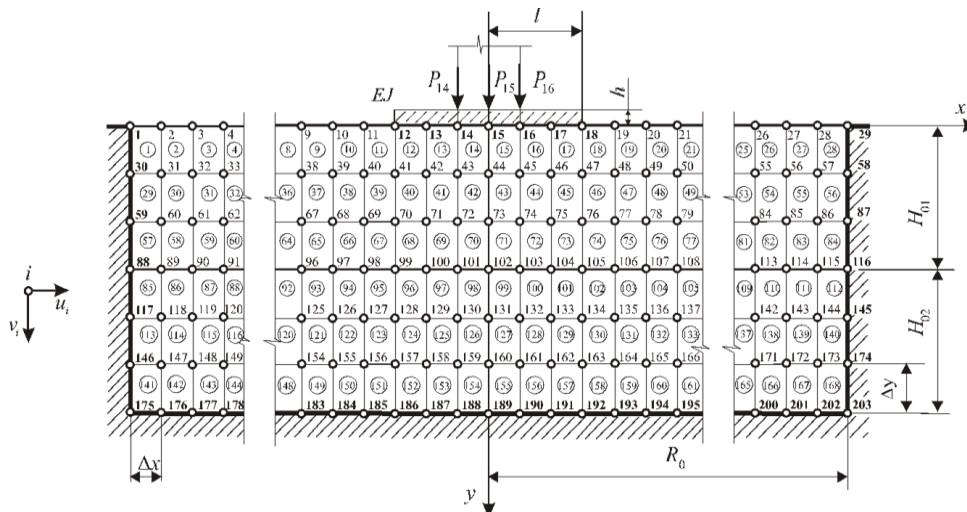


Рисунок 2 – Разбивочная сетка расчетной области

За неизвестные принимаем: $u_i(x, y)$, $v_i(x, y)$ – компоненты вектора перемещения i -той узловой точки основания, направленные вдоль осей X и Y соответственно; $p_y^{(i)}(x, y)$ – реактивные давления в зоне контакта балочной плиты с основанием.

Решение краевой задачи строится в перемещениях и реализуется методом конечных разностей, то есть заменой дифференциальных уравнений конечно-разностными соотношениями.

Рассматривается прямоугольная ячейка метода конечных разностей (рис.3)

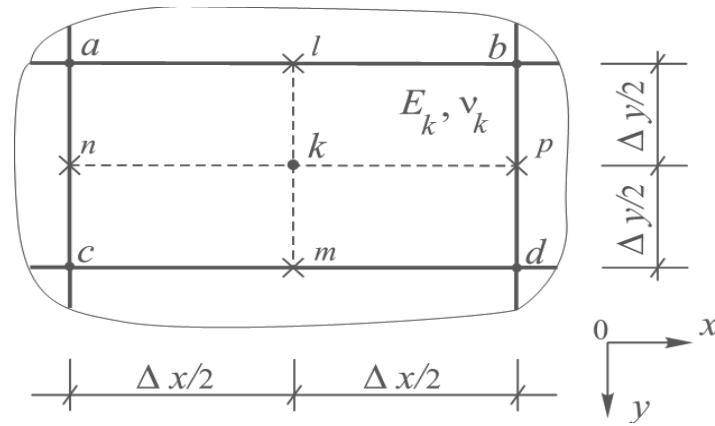


Рисунок 3 – Прямоугольная ячейка метода конечных разностей

Соотношение Коши в выражениях деформаций в точке k [3]

$$\varepsilon_x^{(k)} = \frac{\partial u_k}{\partial x} = \left(\frac{u_b + u_d}{2} - \frac{u_a + u_c}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta x} = \frac{u_b + u_d - u_a - u_c}{2\Delta x};$$

$$\varepsilon_y^{(k)} = \frac{\partial v_k}{\partial y} = \left(\frac{v_c + v_d}{2} - \frac{v_a + v_b}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta y} = \frac{v_c + v_d - v_a - v_b}{2\Delta y}; \quad (2)$$

$$\gamma_{xy}^{(k)} = \frac{\partial u_k}{\partial y} + \frac{\partial v_k}{\partial x} = \left(\frac{u_c + u_d}{2} - \frac{u_a + u_b}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta y} + \left(\frac{v_b + v_d}{2} - \frac{v_a + v_c}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta x} =$$

$$= \frac{u_c + u_d - u_a - u_b}{2\Delta y} + \frac{v_b + v_d - v_a - v_c}{2\Delta x}. \quad (3)$$

Энергия деформаций прямоугольной ячейки [3]

$$U_{i,j}^{(k)} = \frac{E_k}{2(1+\nu_k)} \left[\frac{\nu_k}{1-2\nu_k} (\varepsilon_x^{(k)} + \varepsilon_y^{(k)})^2 + (\varepsilon_x^{(k)})^2 + (\varepsilon_y^{(k)})^2 + \frac{1}{2} (\gamma_{xy}^{(k)})^2 \right] \Delta x \Delta y. \quad (4)$$

Величина полной потенциальной энергии балочной плиты на упругом основании \mathcal{E} состоит из энергии изгиба плиты U , энергии деформации упругого основания A с учетом энергии продольных деформаций (сцепления) в контактной зоне плиты с основанием U_t и работы внешней нагрузки Π :

$$\mathcal{E} = U + A + \Pi. \quad (5)$$

Хотелось бы отметить, что при составлении соотношения полной энергии деформации упругого основания A в формуле (5), авторами был выполнен учет касательных напряжений в контактной зоне в дополнительном слагаемом: энергия продольных деформаций в контактной зоне плиты с основанием, то есть

$$A = U_f + U_t, \quad (6)$$

где U_f – энергия деформации упругого основания (плоская деформация) [3]; U_t – энергия продольных деформаций (сцепления) в контактной зоне плиты с основанием.

Энергия деформаций упругого основания

$$U_f = \sum_{j=1}^{MY-1} \left(\sum_{i=1}^{NX-1} U_{i,j}^{(k)} \right) = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{MY-1} \left(\sum_{i=1}^{NX-1} \left[\frac{E_k}{1+v_k} \cdot \left[\frac{v_k}{1-2v_k} \cdot \left(\frac{1}{2\Delta x} (u_b + u_d - u_a - u_c) + \frac{1}{2\Delta y} \cdot (v_c + v_d - v_a - v_b) \right)^2 + \left(\frac{1}{2\Delta x} \cdot (u_b + u_d - u_a - u_c) \right)^2 + \left(\frac{1}{2\Delta y} \cdot (v_c + v_d - v_a - v_b) \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2\Delta y} \cdot (u_c + u_d - u_a - u_b) + \frac{1}{2\Delta x} \cdot (v_b + v_d - v_a - v_c) \right)^2 \right] \Delta x \Delta y \right] \right) \quad (7)$$

где NX – число узлов по оси X ; и MY – число узлов по оси Y .

Энергия продольных деформаций (сцепления) в контактной зоне плиты с основанием

$$U_t = \sum_{i=I+1}^{K1-1} EA_{i=I+1} \cdot \left(\frac{u_{i+1} - u_i}{\Delta x} \right)^2 \Delta x. \quad (8)$$

Энергия изгиба балочной литы

$$U = \frac{\Delta x}{2} \sum_{i=I+1}^{K1-1} EJ_{i=I+1} \cdot \left(\frac{v_{i+1} - 2v_i + v_{i-1}}{\Delta x^2} \right)^2 \quad (9)$$

Потенциал внешней нагрузки

$$\Pi = - \sum_{i=I+1}^{K1-1} q_i(x) v_i \Delta x \quad (10)$$

При составлении функционала энергии деформаций упругого основания (5) не учитывается работа сил собственного веса упругого основания. Дело в том, что силы собственного веса упругого основания уравновешены начальным напряженным состоянием уже в упругом основании, а работа самоуравновешенной системы сил на малых возможных перемещениях равна нулю. Это означает, что при поиске полного напряженного состояния рассматриваемой задачи необ-

ходимо на полученное решение наложить напряженное состояние от сил собственного веса основания.

Так как в состоянии статического равновесия функционал полной энергии \mathcal{E} должен иметь минимум, то неизвестные перемещения $u_i(x)$, $v_i(y)$ найдем из условия обращения в нуль производных от полной энергии по каждому из перемещений, то есть

$$\frac{\partial \mathcal{E}}{\partial v_i} = 0, \quad \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial u_i} = 0, \quad i = 1, 2, 3, \dots, N, \quad (11)$$

где N – число узловых точек основания.

В результате получается система дифференциальных уравнений, порядок которой равен $2N$, то есть числу неизвестных перемещений.

Вначале решается задача в линейной постановке. По вычисленным значениям перемещений i -той узловой точки $u_i(x, y)$, $v_i(x, y)$, используя геометрические уравнения Коши и конечно-разностные соотношения (2, 3), определяется интенсивность деформаций и интенсивность напряжений в центрах ячеек (см. формулы теории упругости).

Имея значения напряжений и перемещений, полученных в результате решения задачи в первом приближении, определяется *касательный или секущий модуль деформации* для каждой ячейки и задача решается во втором и последующих приближениях, с учетом изгибной жесткости балочной плиты.

Итерационный процесс заканчивается, как только разница между последующим и предыдущим приближением исследуемой функции будет соответствовать требуемой точности решения задачи.

Заключение. Предложенная авторами методика расчета системы балочной плиты с неоднородным упругим основанием вариационно-разностным методом с использованием конечно-разностных уравнений полной потенциальной энергии, позволяет определить внутренние усилия в балочной плите и осадки упругого основания под плитой, более полно исследовать эту зону биконтактного взаимодействия с учетом касательных напряжений.

Учет физической нелинейности при деформировании балочной плиты на упругом основании позволяет увеличить, как правило, допустимую нагрузку на плиту за счет перераспределения и уменьшения максимальных значений усилий, но при этом обнаруживается резкое возрастание неравномерности осадок. Результаты нелинейного расчета позволяют выполнить достоверную оценку работы конструкции по предельным состояниям эксплуатационной пригодности.

Список цитированных источников

1 . Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа. Разработано к СНиП II-15-74. – М. : Стройиздат., 1984. – 265 с.

2 . Александров, А. В. Основы теории упругости и пластичности: уч. для строит. спец. вузов / А. В. Александров, В. Д. Потапов. – 2-е изд., испр. – М. : Высш. шк., 2002. – 400 с.

3 . Козунова, О. В. Статический анализ системы "балочная плита — нелинейно-упругое неоднородное основание" вариационно-разностным методом: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук: специальность 05.23.17 Строительная механика / Козунова О.В., Минск – 2017 – 168 с.

4 . Козунова, О. В. Особенности проектирования плитных фундаментов на многослойных основаниях со слабыми слоями грунтов / О. В. Козунова // Рекомендации по проектированию и устройству рациональных фундаментов на основаниях, сложенных озерно-ледниковыми и лессовидными грунтами : Р 5.01.056.09 : введ. 01.10.09. – Минск : Стройтехнорм, 2009. – Гл. 8. – С. 39–47.

5 . Босаков, С. В. Статические расчеты плит на упругом основании / С. В. Босаков. – Минск: БНТУ, 2002. – 127 с.

6 . Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – М. : Стройиздат, 1984. – 631 с.

7 . Федоровский, В. Г. Жесткий штамп на нелинейно-деформируемом связанном основании (плоская задача) / В. Г. Федоровский, С. Е. Кагановская // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – № 1. – С. 41–44.

УДК 624.154

ИССЛЕДОВАНИЕ И ОПЫТ ВНЕДРЕНИЯ ИННОВАЦИОННЫХ СВАЙ В ВЫТРАМБОВАННЫХ СКВАЖИНАХ НА ПРИМЕРЕ 9-ТИ ЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ В Г. МОГИЛЕВЕ

В. Н. Кравцов¹, Т. В. Новик²

*¹ К.т.н., доцент, ведущий научный сотрудник РУП «Институт БелНИИС», доцент кафедры «Геотехника и строительная механика» БНТУ, Минск, Беларусь,
e-mail: f3@belniis.by*

*² Заведующий научно-исследовательским отделом оснований и фундаментов, заведующий лабораторией геотехники РУП «Институт БелНИИС», Минск, Беларусь,
e-mail: f204@belniis.by*

Реферат

В статье приведены результаты технико-экономических и технологических исследований ресурсосберегающих инновационных набивных свай в вытрамбованных скважинах и сравнительный анализ их эффективности в соответствии с типовыми набивными сваями и плитным ленточным фундаментом (эталон) для 9-ти этажных жилых домов, возводимых на песчаном основании в г. Могилеве по результатам верификации (натурных испытаний) в построенных условиях. Выполнен технико-экономический анализ для рассматриваемых условий строительства.

Ключевые слова: ресурсосберегающие фундаменты (сваи), технико-экономические исследования, технология, испытания, эффективность

RESEARCH AND EXPERIENCE OF THE INTRODUCTION OF INNOVATIVE PILES IN RAMMED WELLS ON THE EXAMPLE OF 9-STOREY BUILDINGS IN MOGILEV

V. N. Kravtsov, T. V. Novik

Abstract

Report The article presents the results of technical, economic and technological studies of resource-saving innovative packed piles in rammed wells and a comparative analysis of their effectiveness in accordance with standard driven piles and plate tape foundation (standard) for 9-storey residential buildings erected on a sandy foundation in Mogilev based on the results of verification (field tests) in the built conditions. A technical and economic analysis was performed for the construction conditions under consideration.

Keywords: resource-saving foundations (piles), technical and economic research, technology, testing, efficiency

Введение

Ведущим направлением рационального фундаментостроения в условиях Республики Беларусь является разработка ресурсосберегающей конструкций и технологий, обеспечивающих снижение себестоимости и трудоемкости строительного производства.

Анализ экспериментальных работ, приведенных в литературных источниках, собственные исследования, разработанных в РУП «Институт БелНИИС» инновационных свайных фундаментов и опыт их внедрения показывают, что данную задачу можно решить за счет целенаправленного изменения физико-механических свойств грунтов основания посредством свай уплотнения распределяющих нагрузку в верхних менее прочных слоях основания (без прорезки), параллельно упрочняя их [1-5]. Наиболее рациональными и экономичными в данном случае являются те свайные фундаменты, при изготовлении которых уплотняется околосвайный грунт и эффективно изменяются его свойства (доводятся до требуемых значений) что, в первую очередь, связано с формой свай для забивных и технологией устройства для набивных. В наибольшей мере с экономической точки зрения удовлетворяют указанным требованиям сваи набивные в вытрамбованных или выштампованных (пробных) скважинах, упрочняющие верхнюю малопрочную активную зону основания.

В статье приводятся результаты технико-экономических, технологических исследований одного из вариантов инновационных свай в вытрамбованных скважинах по [6] (далее свая СВ), разработанные в РУП «Институт БелНИИС» и анализа их эффективности по сравнению с типовыми плитными

ленточными фундаментами и забивными сваями (далее СТ) в полевых условиях на строительной площадке 9-ти этажных жилых домов, возводимых на намывных песчаных грунтах в г. Могилеве по данным их апробации (верификации) в построенных условиях.

Основная часть. Исследование (верификация) технологии изготовления свай СВ в песчаных грунтах

Исследования выполнены на строительных площадках 9-ти этажных жилых домов по Витебскому проспекту в г. Могилеве представленных намывным песком средним мощностью (3-4,5) м, в верхней и нижней зонах рыхлым, а в средней зоне средней плотности (рисунок 1а). Ниже залегают аллювиальный песчаный грунт с чередованием слоев песка мелкого, средней крупности, крупного и гравелистого с преимущественным распространением мелкого песка. Подстилающие грунты, в основном средней плотности с линзами и прослоями рыхлого грунта (см. рисунок 1).

Анализ грунтовых условий объекта (см. рисунок 1а) с учетом требований [7], показывает, что в данном случае возможны плитные ленточные фундаменты с глубиной заложения подошвы на глубине не менее 2 м и свайные фундаменты из забивных свай длиной (3-5) м, прорезающие рыхлые грунты верхней зоны и сваи набивные в вытрамбованном ложе конструкций РУП «Институт БелНИИС» по [6], которые позволяют возводить фундаменты без прорезки намывного грунта. Для изготовления скважин использовался штамп треста «Строймеханизация». В связи с этим для нагрузки от 9-ти этажных зданий $N = (300-350)$ кН/м, согласно анализу грунтовых условий (см. рисунок 1) и выполненным расчетам в соответствии с требованиями [7 и 8] приняты набивные сваи длиной $L = (1600 \text{ и } 2500)$ мм и забивные сваи $L = (3-4)$ м следующих вариантов:

1 – забивные железобетонные цельные с напрягаемой проволочной арматурой, по ГОСТ 19804 (как наиболее экономичные из забивных вариантов) длиной $L = 3,0$ м (при мощности намыва $h = 3$ м по рисунку 1);

2 – то же, по п.1 длиной до $L = 4,5$ м (при $h > 3$ м по рисунку 1);

3 – набивные в вытрамбованных скважинах с поперечным сечением в верхней части $d = (500 \times 500)$ мм, в уровне нижнего конца – 100×100 мм, длиной до $L = 1800$ мм в т.ч. с использованием глины и щебня при вытрамбовке скважин;

4 – то же по п.3, длиной до $L = 2500$ мм и $d = (700 \times 700)$ мм.

В соответствии с методикой [7] произведена технико-экономическая оценка вариантов фундаментов из свай (1-4).

Затраты на изготовление фундаментов определены по каталогам ЕР Республики Беларусь. Стоимость и трудоемкость рассчитаны для летних условий строительства.

Сравнительная оценка эффективности конструкций фундаментов проведена по минимуму приведенных затрат на 1 м длины плитного и ленточного свайного фундамента с учетом заводских расходов, транспортировки и складирования.

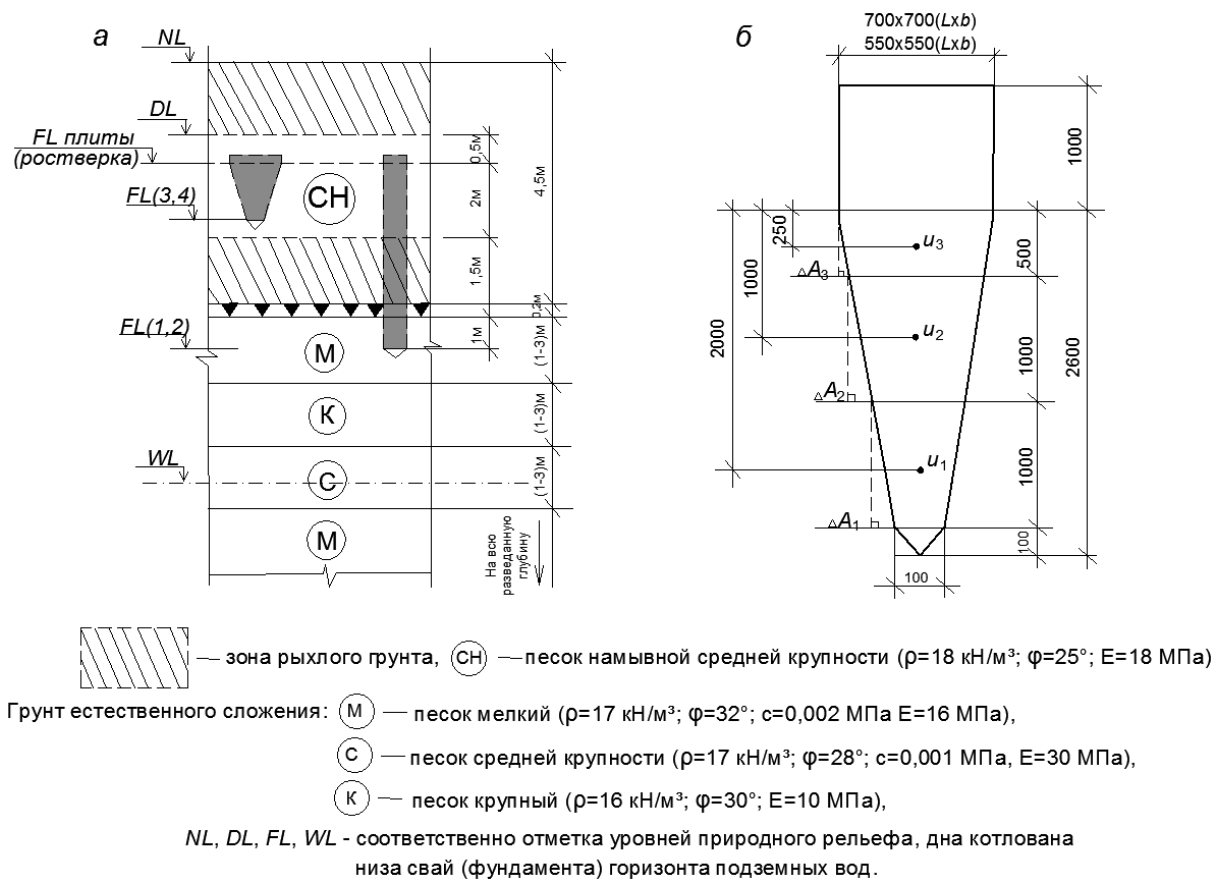


Рисунок 1 – Расчетные схемы основания (а) и штампа для изготовления свайжин (б)

При определении приведенных затрат и трудоемкости определены затраты по основным видам работ: доставка материалов на строительную площадку для набивных свай и конструкций для готовых забивных свай; изготовление забивных свай на заводе и их погружение; вытрамбовка скважин (погружение штампов); укладка бетонной смеси в скважину; а также дополнительно учитывалось применение глины при устройстве набивных свай в вытрамбованных скважинах.

Ростверки для всех вариантов свай приняты одинаковыми; время на устройство бетонных подготовок, планировку, засыпку, уплотнение пазух для всех фундаментов принято одинаковым и в сравнительном экономическом расчете не учитывалось.

Технология устройства свай по вариантам (3 и 4) принята согласно [6].

Итоговые сравнительные технико-экономические результаты даны в таблице 1. В качестве эталона для сравнения принят плитный ленточный фундамент из типовых плит и фундаментных блоков с отметкой низа подошвы фундамента (дна котлована) $\nabla -2,0 \text{ м}$.

Анализ таблицы 1 показывает, что наиболее эффективным типом фундамента в рассматриваемом случае будет ленточный свайный фундамент из набивных свай в вытрамбованных скважинах длиной до 1,8 м, т.к. по трудоемкости, приведенным затратам и материалоемкости он превосходит все остальные варианты даже в случае, если при вытрамбовке скважины будет применяться глина и щебень.

Таблица 1 – Сравнительный технико-экономический анализ эффективности фундаментов 9-ти этажных зданий в г. Могилеве в песчаных грунтах на 1 м длины по вариантам (1-5) с учетом заводских расходов по вариантам (2 и 5)

Показатель эффективности (критерий)	Характеристика по вариантам фундаментов		
	(1, 2) из свай готовых (забивных) по ГОСТ 19804.4 (Б1.011.1) марки СЦ5-30	(3, 4) из набивных свай СВ по П19 к СНБ 5.01.01	5 (эталон) из плиты марки ФЛ12.24.3 серии 1.112-5, в.3; ФБС 24.3.6-г по СТБ 1076
● Проектная (по расчету) длина свай, подошвы плиты для основания по рисунку 1, мм	4500	1700	1000
● Проектный размер (по расчету для L=1,7 м) в уровне оголовка свай, подошвы плиты, мм	300x300	350x350	1200x1000 (bхl) (b - ширина фунда- мента)
● Шаг свай, мм	900	1000	-
● Нагрузка от 1-го метра длины фундамента на сваю p, кН, плиту q, кН/м	270	270	300
● Расчетное сопротивление грунта, кН	-	-	315
● Класс бетона	C20/25	C16/20	C16/20 (для ФЛ), C8/10 (для ФБС и подготовки)
● Объем бетона приведенный к классу C16/20, м ³ - свай, плиты	0,56	0,29	0,70 (с учетом ФБС и подготовки)
- ростверка и подготовки	0,135	0,135	-
● Расход арматуры приведенный к классу S240, кг - свай с учетом ростверка; фунда- ментной плиты	56	27	69
● Земляные работы - планировка, м ²	1	1	1,5
- засыпка и уплотнение пазух, м ³	0,176	0,176	0,18
● Приведенные затраты (П), у.е.	45,56	31,14 (32,78)*	28,71
● Трудоемкость (Т), чел.-дн.	0,40	0,31 (0,45)	0,60
● Показатель эффективности $z = p(q)/(П \times Т)$	14,8	27,97 (18,39)	17,42

Примечание - *В скобках в графе 3 даны значения характеристик с учетом применения глины, щебня и увлажнения при изготовлении варианта свай СВ по технологии 2.

Для апробации технологии изготовления набивных свай вариантов №(3 и 4) на опытных площадках в пределах контура одного из 9-ти этажных зданий проведено исследование технологических аспектов их устройства в песчаном грунте.

Вытрамбовка скважин производилась свободным сбрасыванием штампа-трамбовки массой около 3 т. (см. рисунок 1б) с фиксированной высотой падения 2 м (которая увеличивалась по мере заглубления штампа) с помощью навесного оборудования к трактору С100 (рисунок 2а). Навесное оборудование состоит (см. рисунок 2а) из направляющей рамы 1, рабочего органа (штампа-трамбовки) 2 канатно-блочной системы и противовеса 3.

В процессе опытного изготовления свай СВ в вытрамбованных скважинах определялось:

- среднее число сбрасываний штампа с заданной высоты, обеспечивающее требуемое уплотнение основания и несущей способности;

- необходимое количество и объем глины и жесткого материала (щебня) требуемых для вытрамбовки скважин, заданных размеров;

- минимально-допустимое расстояние между соседними скважинами.

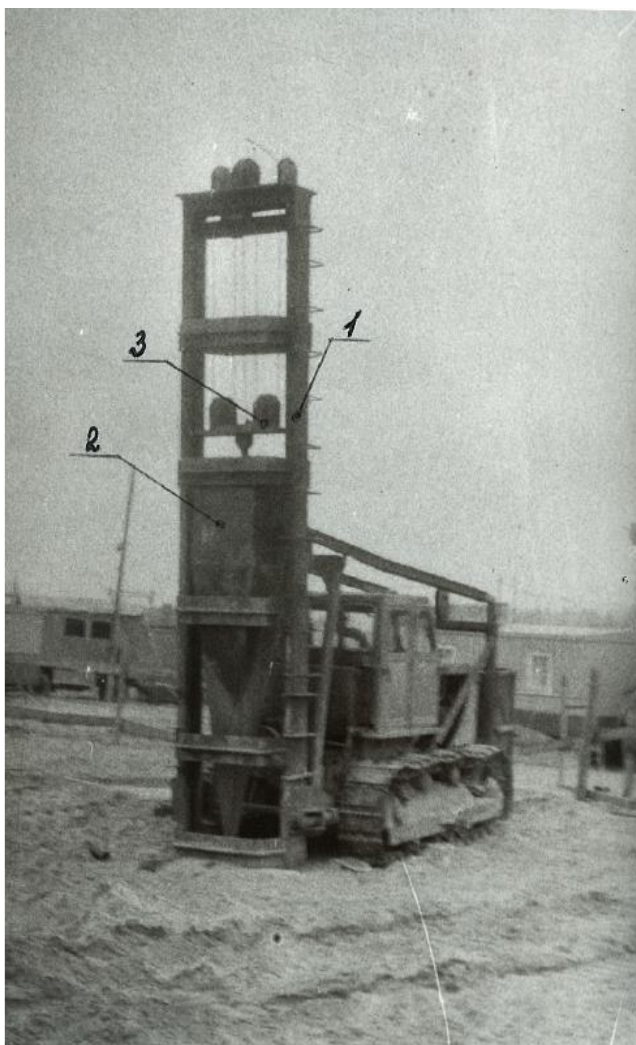
После изготовления опытных свай было проведено их испытание.

В процессе устройства первых опытных свай было установлено, что, начиная с глубины погружения штампа (1-1,5) м происходит обрушение стенок скважин и дальнейшее трамбование (даже при доувлажнении грунта) к положительному результату не приводит. Скважины получаются неправильной формы глубиной не более 1,2 м. для получения качественных скважин с заданной глубиной последующие опытные сваи изготавливались с использованием глины и щебня по следующим вариантам технологий.

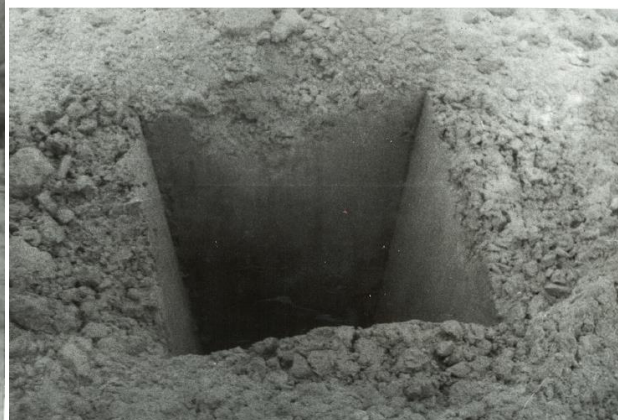
По первому варианту вначале вытрамбовывалась скважина глубиной около 1 м, в которую засыпались послойно глина и щебень, и производилась их трамбовка до образования скважины глубиной (1,2-1,5) м с повторной засыпкой в нее глины и щебня и последующей вытрамбовкой скважины и т.п. Выше описанный цикл работ повторялся до получения требуемой глубины полости. При таком варианте устройства скважин требовалось (10-15) сбрасываний штампа, дополнительно (0,3-0,4) м³ глины и 0,2 м³ щебня при максимальной глубине скважины до 2 м без обрушения (деформирования) ее стенок. Вместе с тем, наблюдалось существенное поднятие грунта вокруг вытрамбованной полости на (10-15) см с ярко выраженным выпором грунта в стороны от штампа до 30 см и разуплотнением его в угловых зонах. Проектной глубины скважины в 2,5 м при требуемом качестве основания и ее стенок в намывном песке с использованием штампа треста «Строймеханизация» (см. рисунок 1а) – достичь не удалось.

В процессе опытных работ было установлено, что для намывного песка среднего применяемый штамп с вышеуказанными характеристиками не годится, т.к. он имеет большой угол сбега граней и четырехугольную форму поперечного сечения. В связи с этим при забивке штампа по традиционной технологии (вариант 1) по [1] происходит не уплотнение, а разрыхление грунта и его выпор. Для устранения указанного недостатка конструкция штампа требует доработки посредством уменьшения угла сбега его граней и скругления углов, что обеспечит устойчивость стенок скважин глубиной до 2,5 м.

В связи с этим, выполнено исследование второго вариант технологии вытрамбовки скважин, суть которого заключается в том, что наряду с замачиванием, закреплением ее стенок глиной и щебнем от обрушения дополнительно укрепляется основание под нижним концом штампа. Это позволяет существенно повысить как устойчивость стенок вытрамбовываемой полости, так и несущую способность свай СВ за счет втрамбовывания в основание ниже пяты дополнительного объема местного песка, обеспечивающего погружение штампа без выпора и обрушения стенок скважин. Изготовление скважины по второму варианту производится в следующей последовательности.



а)



б)

*1 – направляющая рама; 2 – рабочий орган (штамп-трамбовка);
3 – канатно-блочная система.*

Рисунок 2 – Общий вид установки для вытрамбовки скважин на базе трактора С100 треста «Строймеханизация»(а) и вытрамбованной скважины со стенками упрочненными глинистым грунтом и щебнем по варианту технологии 2 (б).

В намеченном месте изготовления скважины откапывается углубление диаметром около 1 м и глубиной (250-300) мм, и производится вытрамбовка полости до полного обрушения стенок. После чего ее верхняя часть послойно засыпается песком и щебнем и повторно вытрамбовывается до полного обрушения стенок. Указанный цикл работ повторялся до получения скважины глубиной (от 1,8 м до 2,5 м). На устройство такой скважины требовалось (22-25) сбрасываний штампа (15 мин), 0,1 м³ щебня и 0,25 м³ глины, что существенно меньше, чем по первому варианту. При этом не наблюдалось поднятия поверхности грунта и его выпора в стороны.

Добиться указанного эффекта за счет уменьшения высоты сбрасываний штампа не позволила конструкция оборудования базового агрегата.

Кроме того, в процессе опытного изготовления свай СВ по вариантам (1 и 2) определялось также минимальное расстояние между скважинами, при котором не происходит разрушение стенок в ранее выполненных полостях. С этой целью

четыре скважины были вытрамбованы на расстояние друг от друга (1, 2, 3 и 5) м с замером смещений окружающего их грунта, в том числе стенок ранее изготовленных скважин.

При вытрамбовке скважин дополнительно замерялись горизонтальные перемещения окружающего скважину грунта. Перемещения замерялись по металлическим штырям из арматуры диаметром 12 мм и длиной 400 мм, погруженных в него через 300 мм на расстояние до 5 м от оси скважины. Измерения производились мерной лентой от оси скважины до подвижных штырей.

Было установлено, что минимальное расстояние между скважинами должно быть не менее (2,5 - 3) м. в этом случае не наблюдается подвижек стенок ранее вытрамбованных скважин и разрыхления грунта в зоне уплотнения.

Поэтому при массовом изготовлении свай рекомендуется устраивать скважины через одну с последующим возвращением к пропущенным местам не ранее чем через 72 часа после укладки бетонной смеси в ранее выполненные скважины, когда прочность бетона достигает не менее 30% проектной прочности или защищать смежные скважины установкой в них вкладышей, обеспечивающих сохранность их стенок.

Испытание основания свай ВС в вытрамбованных скважинах по несущей способности и деформациям грунта.

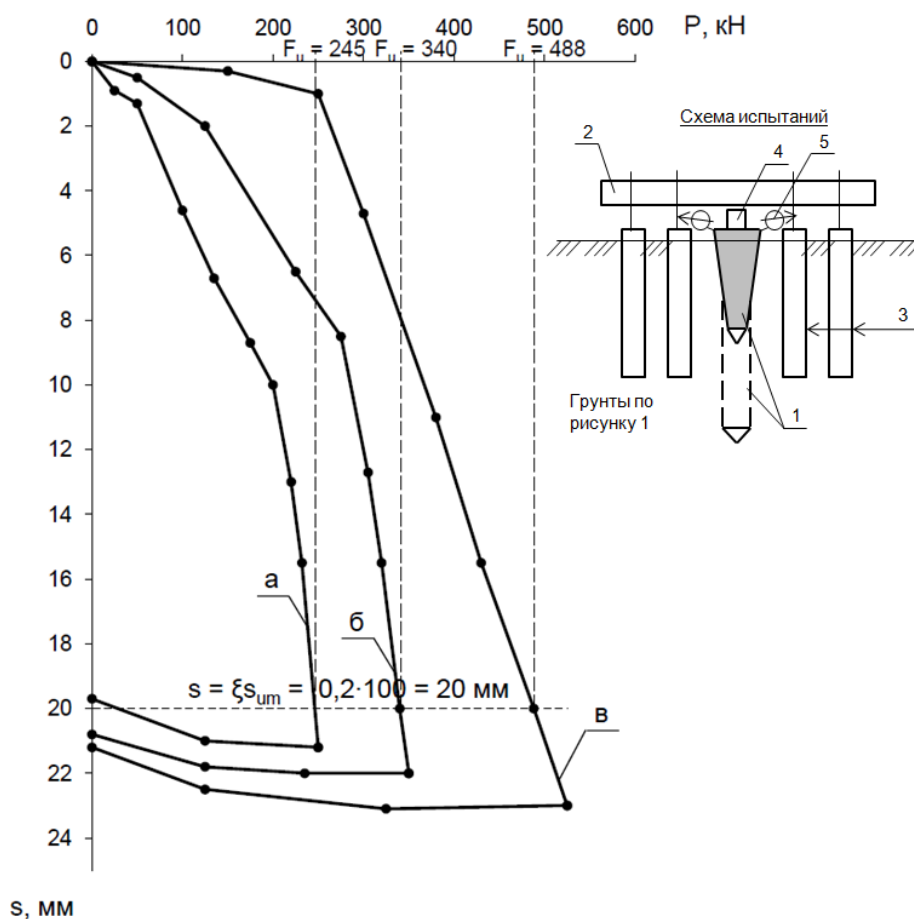
Для подтверждения данных заложенных в проект основания сравниваемых забивных и свай СВ, изготовленных по вышерассмотренным технологиям испытаны в пределах строительной площадки статической вдавливающей нагрузкой (2-а для сваи СВ и 1-о для СТ). Сваи СВ изготовлены по технологиям (1 и 2) и отличаются друг от друга наличием для (1) или отсутствием для (2) «глиняной рубашки» не только вдоль боковой поверхности ствола, но и под пятой сваи, в т.ч. отсутствием дополнительного объема местного песка, втрамбованного в пяту скважины для (1). Фактические размеры свай СВ по варианту №3 составляют: поперечное сечение оголовка (500х500) мм, длина (1600 по технологии 1 и 1700 по технологии 2) мм. После испытаний свая СВ №3 по технологии 2 откапывалась на всю длину для оценки качества ствола и зон уплотнения грунта вдоль него (в активной зоне).

Испытания выполнены по методике регламентируемой СТБ 2242 [9] в местах строительной площадки, указанных на рабочих чертежах проекта.

В качестве упора использовалась металлическая балка (2), приваренная к 4 анкерным сваям (3) сечением 300х300 мм и длиной около 4 м. Результаты испытаний и оборудование даны на рисунке 3.

Нагружение производилось гидравлическими домкратами грузоподъемностью 1000 кН (4). Давление в системе поддерживалось при помощи насосной станции НСР 400.

Осадка свай измерялась при помощи двух прогибомеров (5) системы Аистова (6ПАО). Замер осадок осуществлялся относительно неподвижной металлической реперной системы, состоящей из 6 металлических стоек-свай и приваренных к ним металлическим консольных балок.



1 - испытываемая свая по вариантам (2 и 4); 2 - упорная балка; 3 - анкерные сваи;
4 - домкрат грузоподъемностью 1000 кН подключенный к насосной станции НСР;
5 - прогибомеры 6-ПАО закрепленные на реперной системе.

Рисунок 3 - Результаты испытания опытных свай по вариантам (2 и 4).

График зависимости $s = f(P)$.

а - свая СВ по варианту 3 длиной $L = 1600$ мм, оголовки (500x500) мм;

б - то же, по варианту 4 длиной 1700 мм; *в* - свая СТ по варианту 2.

Предельные вертикальные частные нагрузки на сваи принимались равными нагрузке соответствующей осадке $s = \xi \cdot s_{um}$, где согласно [7], $\xi = 0,2$, $s_{um} = 10$ см.

Нагружение свай производилось ступенями, величина которых соответствовала 1/10 от наибольшей несущей способности сваи, полученной расчетным путем (см. таблицу 1).

Анализ результатов показывает, что сваи, изготовленные по первому варианту технологии по несущей способности и осадкам не отвечают требованиям проекта и норм (см. рисунок 3). В то же время сваи, изготовленные по второму варианту технологии даже без модернизации штампа трамбовки, соответствуют требованиям проекта и норм [9] о не превышении предельных состояний по несущей способности и осадкам.

Заключение.

На основании анализа выполненных сравнительных технико-экономических исследований различных конструктивных решений свайных фундаментов для гражданских зданий на намывных песках средних можно сделать следующие выводы.

1. Наиболее предпочтительным вариантом свайных фундаментов для 9-ти этажных жилых домов, возводимых на намывных основаниях из песка среднего в г. Могилеве являются ленточные фундаменты из свай набивных в вытрамбованных скважинах. По всем основным показателям (приведенные затраты, трудоемкость, материалоемкость) они значительно превосходят все остальные варианты в рассматриваемых условиях (см. таблицу 1). Даже в случае усложнения технологии за счет дополнительного втрамбовывания в скважину глинисто-щебеночной смеси, вызванного особенностями намывного грунта и непригодностью для данных условий, имеющегося в наличии в тресте «Строймеханизация» и Могилевском ДСК штампа-трамбовки, сваи в вытрамбованных скважинах превосходят фундаменты из забивных традиционных свай, в т.ч. плитных ленточных фундаментов.

При этом, в специфических условиях строительства, например, при высоком уровне подземных вод, отрицательных температурах в зимний период и др. наиболее эффективны – готовые (сборные забивные) сваи.

2. Установлено, что минимальное расстояние между скважинами должны быть не менее 2,5 м, т.е. сваи следует изготавливать через одну с возвращением к пропущенным местам через 72 часа после укладки бетонной смеси в ранее выполненные скважины после достижения бетоном прочности не менее 30% от проектной или посредством установки в смежные ранее изготовленные скважины вкладышей, предупреждающих вывал грунта из их стенок.

Список цитируемых источников

1. Крутов, В.И. Фундаменты в вытрамбованных котлованах / В.Н. Крутов, Ю.А. Багдасаров, И.Г. Рабинович. – М.: Стройиздат, 1985. – 164 с.

2. Шахиров, В.Б. Опыт применения буронабивных свай в Белорусской ССР / В.Б. Шахиров, К.Н. Раткевич. – Минск : БелНИИТИ, 1976. – 67 с. – (обзорная информация. Серия : Строительство).

3. Сеськов, В.Е. Эффективные конструкции свайных фундаментов для строительства в условиях БССР / В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов // Обзорная информация. Серия 67.11.29. – Минск : Белорусский НИИТИ и ИТЭИ Госплана БССР, 1986. – 50 с.

4. Сеськов, В.Е. Тенденция развития и опыт применения прогрессивных фундаментов в условиях Белоруссии / В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов, В.Н. Лях // Строительная наука и техника. – 2007. - № 5(14). – С. 131 – 142.

5. Кравцов, В.Н. Принципы оптимального проектирования и пути повышения эффективности железобетонных фундаментов в грунтовых условиях Республики Беларусь / В.Н. Кравцов, Н.В. Сорока // Проблемы современного бетона и железобетона: Материалы III Междунар. Симпозиума (Минск, 9-11 ноября 2011 г.). в 2 т. Т 1. Бетонные и железобетонные конструкции / МАиС Республики Беларусь. РУП "Институт БелНИИС"; редкол.: М.Ф. Марковский (председатель) [и др.]. – Минск : Минсктипроект, 2011. – С. 206 – 221.

6. Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием: Пособие П19-04 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 01.07.2005. – Минск : МАиС Республики Беларусь : РУП «Стройтехнорм», 2006. – 88 с.

7. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования»: ТКП 45-5.01-254-2012. – Введ. 05.01.2012. – Минск: МАиС Республики Беларусь, 2012. – 102 с.

8. Фундаменты плитные. Правила проектирования: ТКП 45-5.01-67-2007. – Введ. 02.04.2007. – Минск: МАиС Республики Беларусь : РУП «Стройтехнорм», 2018. – 136 с.

9. Грунты. Методы полевых испытаний сваями: СТБ 2242-2011.– Введ. 01.07.2012. – Минск: Госстандарт, 2012. – 37 с.

References

1. Krutov, V.I. Fundamenty v vytrambovannyh kotlovanah / V.N. Krutov, YU.A. Bagdasarov, I.G. Rabinovich. – М.: Strojizdat, 1985. – 164 s.

2. SHahirov, V.B. Opyt primeneniya buronabivnyh svaj v Belorusskoj SSR / V.B. SHahirov, K.N. Ratkevich. – Minsk : BelNIINTI, 1976. – 67 s. – (obzornaya informaciya. Seriya : Stroitel'stvo).

3. Ses'kov, V.E. Effektivnye konstrukcii svajnyh fundamentov dlya stroitel'stva v usloviyah BSSR / V.E. Ses'kov, V.N. Kravcov // Obzornaya informaciya. Seriya 67.11.29. – Minsk : Belorusskij NIINTI i ITEI Gosplana BSSR, 1986. – 50 s.

4. Ses'kov, V.E. Tendenciya razvitiya i opyt primeneniya progressivnyh fundamentov v usloviyah Belorussii / V.E. Ses'kov, V.N. Kravcov, V.N. Lyah // Stroitel'naya nauka i tekhnika. – 2007. - № 5(14). – S. 131 – 142.

5. Kravcov, V.N. Principy optimal'nogo proektirovaniya i puti povysheniya effektivnosti zhelezobetonnyh fundamentov v gruntovyh usloviyah Respubliki Belarus' / V.N. Kravcov, N.V. Soroka // Problemy sovremennogo betona i zhelezobetona: Materialy III Mezhdunar. Simpoziuma (Minsk, 9-11 noyabrya 2011 g.). v 2 t. T 1. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii / MAiS Respubliki Belarus'. RUP "Institut BelNIIS"; redkol.: M.F. Markovskij (predsedatel') [i dr.]. – Minsk : Minsktipproekt, 2011. – S. 206 – 221.

6. Proektirovanie i ustrojstvo fundamentov iz svaj nabivnyh s uplotnennym osnovaniem: Posobie P19 04 k SNB 5.01.01 99. – Vved. 01.07.2005. – Minsk : MAiS Respubliki Belarus' : RUP «Strojtekhnorm», 2006. – 88 s.

7. Osnovaniya i fundamenty zdaniy i sooruzhenij. Osnovnye polozheniya. Stroitel'nye normy proektirovaniya»: ТКР 45 5.01 254 2012. – Vved. 05.01.2012. – Minsk: MAiS Respubliki Belarus', 2012. – 102 s.

8. Fundamenty plitnye. Pravila proektirovaniya: ТКР 45-5.01-67-2007. – Vved. 02.04.2007. – Minsk: MAiS Respubliki Belarus' : RUP «Strojtekhnorm», 2018. – 136 s.

9. Grunty. Metody polevyh ispytaniy svayami: STB 2242-2011.– Vved. 01.07.2012. – Minsk: Gosstandart, 2012. – 37 s.

УДК 624.153.524:624.138

ВЕРТИКАЛЬНО-АРМИРОВАННЫЕ ОСНОВАНИЯ С ЖЁСТКИМИ КРУПНЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ ИЗ ГРУНТОБЕТОНА

В.Н. Кравцов¹, С.М. Эгбалник²

¹*К.т.н., ведущий научный сотрудник РУП «Институт БелНИИС», доцент кафедры «Геотехника и строительная механика» БНТУ, Минск, Беларусь, e-mail: f3@belniis.by*

²*К.т.н., старший научный сотрудник ГП НИИПТИС им. Атаева, доцент кафедры «Строительные материалы и технология строительства» БНТУ Минск, Беларусь, e-mail: Sanaz,nik@mail.ru*

Реферат

В статье рассмотрен вопрос упрочнения оснований пониженной прочности инновационным методом вертикального армирования грунтов. Изложены ито-

вые результаты по исследованию, разработке конструктивных решений упрочнения грунтов геомассивов методом вертикального армирования (ВА) с использованием в качестве жёстких крупных элементов инновационных свай уплотнения из грунтобетона на основе местных грунтов (самого дешёвого исходного материала). По итогам экспериментальных исследований свойств грунтобетона из различных грунтов белорусского региона показано, что он является надёжным материалом как для ненесущих элементов упрочнения грунтов, так и для несущих элементов свайных фундаментов (свай); разработаны классификация, область применения и методы проектирования конструктивных решений из грунтобетона. Это обеспечит снижение стоимости и трудоёмкости ВА оснований по сравнению с технологиями и конструкциями геомассивов с использованием традиционных свай не менее, чем на (30-50)%.

Ключевые слова: геомассив, вертикальное армирование, грунтобетон, исследования, характеристики материала, классификация, эффективность.

VERTICALLY-REINFORCED BASES WITH RIGID LARGE ELEMENTS FROM SOIL CONCRETE

V.N. Kravtsov, S.M. Egbalnik

Abstract

In this article the question of hardening of bases with lowered durability by innovative method of vertical reinforcing of grounds is considered. Total results of the research, working out of constructive decisions for hardening grounds of geomassives by vertical reinforcing (VR) method with use as rigid large elements of innovative piles of consolidation from soil-concrete on the basis of local grounds (the cheapest initial material) are stated. Following the results of experimental researches of properties of soil-concrete from various grounds of Byelorussian region it is shown, that it is a reliable material both for not bearing elements of hardening grounds, and for bearing elements of the pile bases (piles);

classification, scope and methods of designing of constructive decisions from soil-concrete are developed. It will provide depreciation and labour inputs of the VR bases in comparison with technologies and designs of geofiles with use of traditional piles not less, than on (30-50) %.

Keywords: geomassive, vertical reinforcing, soil-concrete, researches, material characteristics, classification, efficiency.

Введение

В связи с законодательными ограничениями на использование пахотных земель не по прямому назначению, одним из основных направлений фундаментостроения в Республике Беларусь является освоение в строительных целях территорий со сложными инженерно-геологическими условиями (неудобицы, поймы, свалки, насыпные грунты и др.), которые составляют около 30% её площади. Строительство в таких случаях требует предварительной подготовки строительных площадок, в частности, связанной с упрочнением грунтов, которая, как

правило, осуществляется с использованием виброударных технологий (укатка, трамбовка физико-химическое закрепление), отличающихся повышенной динамичностью, затратностью, трудоёмкостью, что не отвечает критерию экономической эффективности по ТКП 45-5.01-254-2012 или ограничено по экологическим требованиям. Учитывая это, в РУП «Институт БелНИИС» предложен и внедрён способ упрочнения оснований методом вертикального армирования грунта (далее - ВА), с использованием жёстких армоэлементов, в т.ч., из грунтобетонных свай уплотнения [1 -3 и др.]. Метод упрочнения грунтов способом армирования [7,8] отличается от известных технологий универсальностью: возможностью применения для различных грунтовых и гидрогеологических условий. Сущность метода ВА основания заключается во внедрении в массив грунта вертикальных жёстких элементов, не менее, чем на порядок более прочных, по сравнению с прочностью грунта, не связанных конструктивно с фундаментами, дополнительно уплотняющих его, воспринимающих совместно с грунтом как сжимающие, так и растягивающие напряжения.

Высокая эффективность предложенного метода достигается, в т.ч., за счёт использования в качестве основного материала для жёстких грунтобетонных армоэлементов местного грунта (самый дешёвый исходный материал) и возможности использования для этих целей неспециализированного оборудования, имеющегося в строительных организациях республики (экскаваторов, тракторов, буровых и сваебойных установок). Работа проведена в рамках программы Минстройархитектуры Республики Беларусь по энерго-ресурсосбережению, в рамках которой разработаны нормативно-технические документы, зарегистрированные в РУП «Стройтехнорм» [4 – 6 и др.]; осуществлены апробация и внедрение на строительных объектах белорусского региона [1, 2 и др.].

Цель проведенной работы – разработать конструкции геомассивов, обеспечивающих снижение себестоимости, трудоёмкости упрочняемых грунтов пониженной прочности ($E < 10$ МПа) до (30-50)% за счёт использования в качестве жёстких армирующих элементов инновационных свай уплотнения из грунтобетона.

Задачами работы и настоящей статьи является: на первом этапе – исследование грунтобетона, на втором этапе – напряжённо-деформированных состояний (далее – НДС), разработанных геомассивов из него.

В настоящей статье ниже приведены итоговые результаты по исследованию параметров грунтобетона из различных грунтов белорусского региона и геомассивов для ненесущих жёстких элементов ВА оснований (конструкций, технологий) и несущих – для фундаментов, выполненных в т.ч. из инновационных набивных свай уплотнения в вытрамбованных, выштампованных, бурораздвижных, проколотых скважинах [1, 2 и др.].

Основная часть

Разработка грунтобетонного конструктивного материала для армоэлементов геомассивов и свай фундаментов

Существенную часть территории Республики Беларусь занимают четвертичные отложения из песчаных и глинистых грунтов. Экспериментальные исследования, выполненные в «Белдор-НИИ» и РУП «Институт БелНИИС» показали, что указанные грунты белорусского региона имеют благоприятные физические и химические свойства для изготовления грунтобетона, применяемого в дорожных покрытиях, конструкциях фундаментов и жёстких элементов геомассивов,

который должен иметь достаточно надёжные прочностные, деформативные характеристики и морозостойкость (долговечность).

Грунтобетон – искусственный конструктивный каменный материал, получаемый в результате твердения однородной по составу смеси, широко применяемой в фундаментостроении, из природного грунта, цемента и воды [9 и др.]. С целью снижения расхода цемента и повышения качества материала в состав грунтобетона, кроме перечисленных компонентов, могут также входить: известь, золы горючих сланцев, бурых углей, измельчённые шлаки с повышенным содержанием кремнезёма и специальные добавки.

В рамках республиканской программы Минстройархитектуры Республики Беларусь выполнены комплексные исследования грунтобетона из наиболее распространённых на её территории типов грунтов для целей строительства. Исследования проведены на смесях с различным содержанием цемента при изменяющейся плотности и влажности по стандартной методике на кубах-образцах (100x100) мм.

В качестве исходного материала для изготовления грунтобетонных образцов применялся песок из районов г. Гомеля, Могилёва, Минска и др. разной крупности, а также супесь и суглинок (Минский район и др.). В качестве вяжущего использовался портландцемент М(400-500) Волковысского цементного завода с началом схватывания более 2 ч., активностью 528 кг/см², тонкостью помола 0,008 (12%).

Влияние количества цемента на прочность грунтобетона исследовалось в интервале добавок к грунтовой массе (от 5 до 40)% при добавках воды (от 5 до 30)%.

Цемент в грунтовую массу вводился в сухом состоянии и перемешивался с ней. После добавления воды смесь снова тщательно перемешивалась и укладывалась в стандартные формы по методике ГОСТ 10180 с уплотнением различной степени.

Прочность и морозостойкость образцов оценивалась через 28 и 90 суток. Как для нормально-влажностного (влажные опилки) хранения, так и в воде, испытанных, согласно ГОСТ 10180 и ГОСТ 10060.

На рисунке 1 приведены результаты исследований грунтобетонных образцов в виде графиков изменения их прочности и морозостойкости в зависимости от добавок цемента, плотности смеси и вида грунта.

На основании выполненных исследований установлено:

1. Прочность грунтобетона существенно зависит от дозировки цемента (см. рисунок 1). При увеличении количества цемента (с 5 до 30)% прочность на сжатие $R_{сж}$ образцов грунтобетона повышается во времени на (70–90)%,

2. Независимо от режима хранения (водный или нормально-влажностный) прочность грунтобетона $R_{сж}$ в возрасте 90 суток в среднем в 1,5–2 раза выше, чем в возрасте 28 суток. При этом, образцы, находившиеся на хранении в воде, имеют наибольшие значения $R_{сж}$. Поэтому устройство свай из грунтобетона в водонасыщенных грунтах наиболее благоприятно.

3. Значительное влияние на прочность грунтобетона оказывает его плотность, за счёт увеличения которой можно снизить расход цемента до 50% и повысить морозостойкость материала.

4. Морозостойкость грунтобетона, как и его прочность, зависит от расхода цемента:

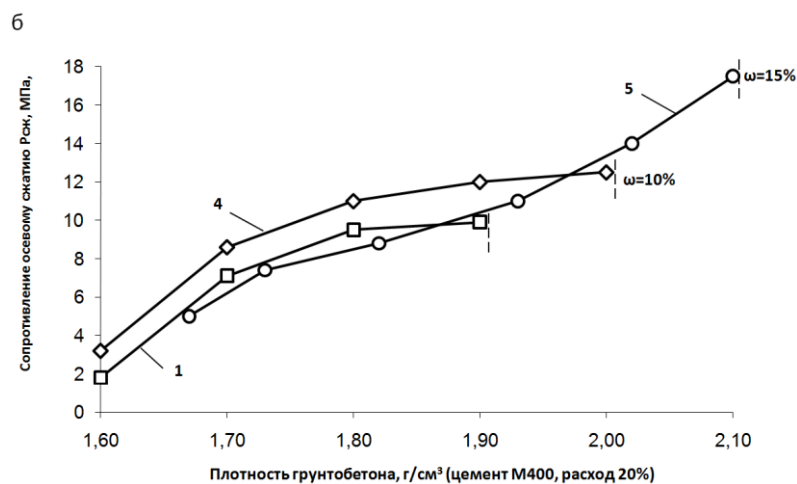
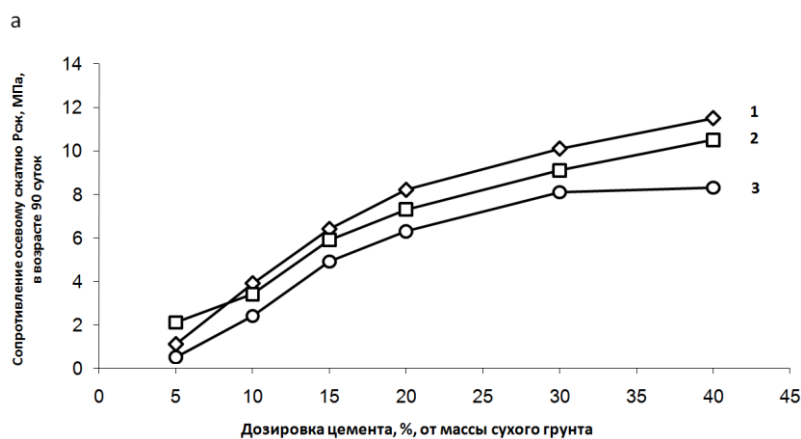
- 35 циклов «замораживания–размораживания» для всех видов исследованных грунтов обеспечивается при количестве цемента не менее 10% по отношению к массе воздушного сухого грунта.

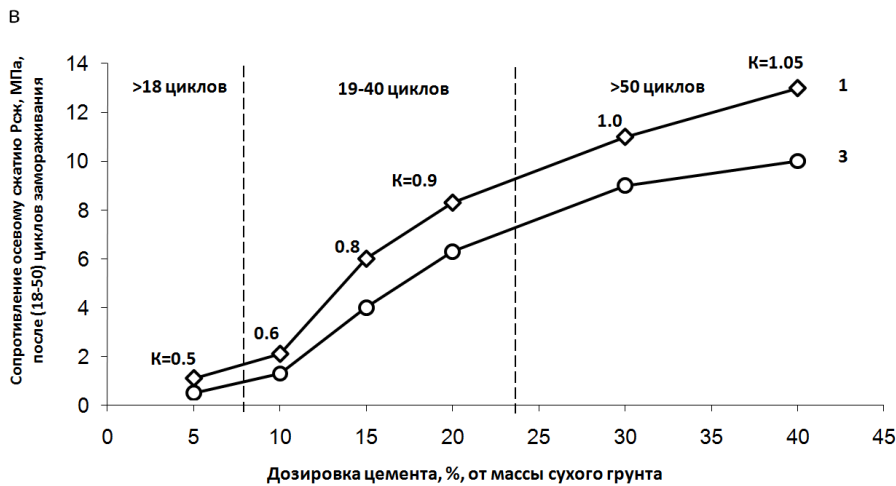
- не менее 50 циклов «замораживания–размораживания» достигается для грунтобетонных образцов из песка среднего, супеси и суглинка при дозировке цемента в (15-20)%, а из песка пылеватого при 25%.

Если количество цемента меньше 15%, образцы из грунтов всех видов выдерживают не более (20-30) циклов «замораживания–размораживания». При этом их плотность ниже на (5-10)%, а их прочность на сжатие снижается на (20-40)% в зависимости от вида грунта.

5. Качество грунтобетона в значительной мере зависит от свойств используемого грунта, в частности, его гранулометрического состава. При прочих равных исходных условиях (количество цемента, воды, плотности смеси и т.п.) прочность грунтобетона, например, из пылеватых и других песков, если у них $pH < 7$ или содержание глинистых частиц $\geq 30\%$ – в 1,5 раза ниже, чем из песка средней крупности или маловлажных супеси и суглинка оптимальных составов по [4, 6].

Проведенные лабораторные и последующие натурные исследования [1, 2 и др.] подтвердили хорошие физические механические и химические свойства грунтов белорусского региона и возможность их использования (область применения) в качестве материала как для ненесущих жёстких элементов – геомассивов, так и несущих – для свай. Разработанная классификация и область применения грунтобетона даны в таблицах (1 и 2).





1 - песок мелкий, содержание воды 10% от массы сухого грунта; 2 - то же, содержание воды 15%; 3 - песок пылеватый, содержание воды 10-12%; 4 - песок средний $d_{60}=0,35$; 5 - суглинок (частицы размером $<0,5$ (от 35 до 50)%; $I_p=0,11$; $pH=8$); ω - влажность;

K - коэффициент морозостойкости, отношение $R_{мрз}/R$;

Рисунок 1 – Зависимость прочности грунтобетона ($\rho=1,8$ г/см³) из грунтов белорусского региона в возрасте 90 дней от дозировок цемента, воды (а), плотности (б) и морозостойкости (в).

На основе вероятностно-статистического метода математической обработки результатов испытаний материалов грунтобетона (ГОСТ 20522), основных положений теории надёжности и указаний СП 2.10.01 [10], определены его расчётные конструктивные (проектные) характеристики на сжатие и растяжение (доверительная вероятность принята $\alpha=0,95$) $f_{cd,y}$, $f_{ctd,y}$, разработаны конструкции и технологии изготовления несущих набивных свай уплотнения, методы проектирования геомассивов и жёстких армоэлементов из грунтобетона для них, выполнена апробация полученных решений в производственных условиях и внедрение в строительную практику разработки бетонов. Результаты исследований и внедрения даны в материалах [1, 2, и др.] и вошли в нормативно-технические документы ТНПА [4 - 6 и др.]

Таблица 1 - Область применения грунтобетона из грунтов белорусского региона для армоэлементов оснований и фундаментов.

Тип конструкции	Область применения	
	по видам природных грунтов, используемых в качестве материалов изделий	по нагрузке
Ненесущие армоэлементы из свай для упрочнения оснований (геомассивов)	Песчаные, глинистые искусственные и природные грунты Республики Беларусь по классификации таблицы 2 (в том числе водонасыщенные)	Давление от фундамента на ВА основание $\rho_o \leq 3$ МПа и при выполнении условия $E_y \geq 100 E_{ср}$, где E_y и $E_{ср}$ соответственно: модуль упругости грунтобетона и модуль деформации упрочняемого грунта
Несущие сваи	То же	$N \leq 300$ кН, $H \leq 10$ кН

Примечание: N , H – допускаемые (проектные) вертикальная и горизонтальная нагрузки на сваю (соответственно)

Таблица 2 - Классификация грунтов Республики Беларусь по степени пригодности для грунто-бетонных смесей.

Наименование показателя вмещающего грунта	Степень пригодности грунта в зависимости от его показателей	
	Пригодны	Непригодны
1	2	3
Вид грунта	Все пески и глинистые грунты природные и искусственные, за исключением указанных в графе 3.	Глины при числе пластичности с $I_L > 0.17$; супеси. суглинки с $0.02 \leq I_L \leq 0.12$; набухающие, пучинистые и рыхлые с $K_{упл} \geq 0.90$
Количество глинистых частиц в песке, %	не более 30	При 30% и более (допускается улучшить смесь введением добавок песка)
Содержание легкорастворимых солей, %	менее 4, сернокислых до 2	≥ 4 , сернокислых ≥ 2
Водородный показатель	более 4	≤ 4
Содержание гумусированных частиц, %	до 6	≥ 6
Содержание крупнообломочных включений, диаметром не более 40 мм, %	до 20	более 20
Температура грунта, °С	более 3	менее 3

Заключение

По итогам выполненных исследований свойств грунтобетона на основе грунтов белорусского региона для использования в инновационных конструкциях свай уплотнения и жёстких армоэлементов для геомассивов [1, 2, 4, 6 и др.], можно сделать следующие выводы:

Грунтобетоны из грунтов белорусского региона, инновационные конструкции армоэлементов и свай, изготовленные из него по разработанным технологиям [5], достаточно надёжны и пригодны как для фундаментов зданий и сооружений, так и для упрочнения грунтов (для устройства геомассивов).

Технико-экономические исследования показывают [1, 2 и др.], что снижение стоимости при упрочнении грунтов и изготовлении свай составляет не менее 50% по сравнению с традиционными буронабивными и готовыми сваями заводского производства, а также традиционными виброударными технологиями упрочнения грунтов (укатка, трамбовка и др.), в связи с использованием в качестве армоэлементов грунтобетона из дешёвого местного грунта и инновационных набивных свай уплотнения, дополнительно упрочняющих грунт.

Список цитированных источников

1. Кравцов, В.Н. Исследование вертикально-армированных оснований плитных фундаментов грунтобетонными микросваями и апробации их результатов в производственных условиях / В.Н. Кравцов, С.А. Якуненко, П.В. Лапатин / Вестник Полоцкого государственного университета: Серия F. Строительство.

Прикладные науки; галоўная редкол.: Д.М. Лазоўскі (гл. ред.) [и др.]. – Полоцк, 2015. – С. 40-47.

2. Кравцов, В.Н. Инновационные конструкции и технологии устройства набивных свай из грунтобетона / В.Н. Кравцов // Вестник Полоцкого государственного университета: Серия F. Строительство. Прикладные науки, №10; галоўная редкол.: Д.М. Лазоўскі (гл. ред.) [и др.]. – Полоцк, 2017. – С. 114-120.

3. Фундамент здания, возведённый на искусственно упрочнённом слабом или малопрочном грунте и способ его возведения: пат. 18688 Респ. Беларусь, МПК E02D27/12/ В.Е. Сеськов, В.Н. Кравцов, Н.С. Лобастов, В.П. Лебедик; заявитель РУП «Институт БелНИИС». – № а 20111166; заявл. 02.09.2011; опубл. 02.09.11 // Официальный бюл. / Нац. центр интеллектуал. соб., – 2011.

4. Рекомендации по проектированию и устройству грунтобетонных свай в бурораздвижных скважинах. – Минск: ОАО «Стройкомплекс», 2005. – 51с.

5. Рекомендации по проектированию и устройству вертикально армированных оснований (гео-массивов) для плитных фундаментов зданий и сооружений в грунтовых условиях Республики Беларусь: Р 1.02.133 -2014 (2022). – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2014 (2022). – 28с.

6. Фундаменты плитные. Правила проектирования: ТКП 45 -01-67-2007. – Минск: МАиС РБ, 2007. – 144 с.

7. Мирсояпов, И.Т. Исследование прочности и деформируемости просадочных грунтовых оснований, армированных вертикальными элементами / И.Т. Мирсояпов, В.Р. Мустакимов // Труды международной конференции по геотехнике «Взаимодействие сооружений и оснований: методы расчёта и инженерная практика». Том 2. – СПб, ПГУПС, 2005. – С. 40-45.

8. Тер-Мартirosян З.Г., Эквивалентные характеристики деформируемости и прочности многокомпонентного грунта / З.Г. Тер-Мартirosян // Материалы Международного Сопещания заведующих кафедрами МГр., Инж. Геологии, ОиФ и Подземного строительства строительных вузов и факультетов, М.: МГСУ, 2003. – С. 15-25.

9. Токин, А.Н. Фундаменты из цементогрунта / А.Н. Токин. – М.: Стройиздат, 1984. – 184 с.

10. Основы проектирования строительных конструкций (на основе EN1990:2002): СН 2.10.01 – 2019. – Минск: МАиС РБ, 2020. – 89 с.

References

1. Kravtsov, V.N. Issledovanie vertikal'no-armirovannyh osnovanij plitnyh fundamentov gruntobetonnyimi mikrosvayami i aprobatsii ih rezultatov v proizvodstvennyh usloviyah / V.N. Kravtsov, S.A. Yakunenkov, P.V. Lapatin / Vestnik Polotskogo gosudarstvennogo Universiteta: Seriya F. Stroitel'stvo. Prikladnye nauki; galounaya redkol.: D.M. Lazouski (gl. red.) [i dr.]. – Polotsk, 2015. – S. 40-47.

2. Kravtsov, V.N. Innovatsionnye konstruksii i tehnologii ustrojstva nabivnyh svaj iz gruntobetona / V.N. Kravtsov // Vestnik Polotskogo gosudarstvennogo Universiteta: Seriya F. Stroitel'stvo. Prikladnye nauki, №10; galounaya redkol.: D.M. Lazouski (gl. red.) [i dr.]. – Polotsk, 2017. – S. 114-120.

3. Fundament zdaniya, vozvedennyj na iskusstvenno uprochnennom slabom ili maloprotchnom grunte i sposob ego vozvedeniya: pat. 18688 Resp. Belarus', MPK E02D27/12/ V.E. Ses'kov, V.N. Kravtsov, N.S. Lobastov, V.P. Lebedik; zayavitel'

RUP «Institut BelNIIS». – № а 20111166 ; заявл. 02.09.2011 ; opubl. 02.09.11 // Ofitsial'nyj bjul. / Nats. tsentr intellektual. sob., – 2011.

4. Rekomendatsii po proektirovaniyu i ustrojstvu gruntobetonnyh svaj v burorazdviznyh skvadinah. – Minsk: OAO «Strojkompleks», 2005. – 51s.

5. Rekomendatsii po proektirovaniyu i ustrojstvu vertikal'no armirovannyh osnovanij (geomassivov) dlya plitnyh fundamentov zdaniy i soorudzenij v gruntovyh usloviyah Respubliki Belarus': R 1.02.133 -2014 (2022). – Minsk: RUP «Strojtehnorm», 2014 (2022). – 28s.

6. Fundamenty plitnye. Pravila proektirovaniya : TKP 45 -01-67-2007. – Minsk: MAiS RB, 2007. – 144 s.

7. Mirsoyapov, I.T. Issledovanie prochnosti i deformiruемости prosadochnykh gruntovyh osnovanij, armirovannyh vertikal'nymi elementami / I.T. Mirsoyapov, V.R. Mustakimov // Trudy mezhdunarod-noj konferentsii po geotekhnike «Vzaimodejstvie soorudzenij I osnovanij: metody raschyota i indzener-naya praktika». Tom 2. – SPb, PGUPS, 2005. – S. 40-45.

8. Ter-Martirosyan Z.G., Ekvivalentnye harakteristiki deformiruемости i prochnosti mnogokomponentnogo grunta / Z.G. Ter-Martirosyan // Materialy Medzhdunarodnogo Soveschaniya zavedujuschih kafedrami MGr., Indz.Geologii, OiF i Podzemnogo stroitel'stva stroitel'nyh vuzov i fakul'tetov, M.: MGSU, 2003. – S. 15-25.

9. Tokin, A.N. Fundamenty iz tsementogrunta / A.N. Tokin. – M.: Strojizdat, 1984. – 184 s.

10. Osnovy proektirovaniya stroitel'nyh konstruksij (na osnove EN1990:2002): SN 2.10.01 – 2019. – Minsk: MAiS RB, 2020. – 89 s.

УДК 624.15

ОПЫТ УСТРОЙСТВА ГЛУБОКИХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД ОБОРУДОВАНИЕ ВНУТРИ СУЩЕСТВУЮЩЕГО ЗДАНИЯ ЦЕХА МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ

А.П.Кремнёв¹, Ю.В.Анисимов², Е.Г.Кремнева³

¹ *к.т.н, доцент, доцент кафедры строительных конструкций, учреждения образования «Полоцкий государственный университет им. Евфросинии Полоцкой», Новополоцк, Беларусь, e-mail: kremnev_si@mail.ru*

² *Старший преподаватель кафедры геотехника и строительная механика, «Белорусский национальный технический университет», г. Минск, Беларусь, e-mail: 6619151@tut.by*

³ *к.т.н, доцент, заведующий кафедрой архитектуры и дизайна учреждения образования «Полоцкий государственный университет им. Евфросинии Полоцкой», Новополоцк, Беларусь, e-mail: e.kremneva@psu.by*

Реферат

В статье рассматривается пример успешного возведения глубоких фундаментов внутри существующего производственного цеха в сложных геологических условиях, характеризующихся высоким уровнем грунтовых вод и наличием водонасыщенных песков, переходящих в плавунное состояние при малейшем виб-

рациональном воздействии. При этом глубина заложения фундаментов под оборудование значительно превышала глубину заложения фундаментов колонн существующего здания.

Решение данной геотехнической задачи стало возможным благодаря применению современной технологии Jet grouting, позволившей в сложных условиях реконструкции выполнить упрочнение грунтов оснований фундаментов, создать цементно-грунтовую подпорную стенку, обеспечивающую устойчивость фундаментов существующего здания.

Ключевые слова: фундаменты, реконструкция, струйная технология, водонасыщенные пески, усиление оснований, противодиффузионная завеса, повышение квалификации.

EXPERIENCE IN DEVELOPING DEEP FOUNDATIONS FOR EQUIPMENT INSIDE THE EXISTING BUILDING OF THE METAL STRUCTURES MANUFACTORY

A.P. Kremniou, Yu.V. Anisimov, E.G. Kremneva

Abstract

The article considers an example of the successful erection of deep foundations inside an existing production workshop in difficult geological conditions, characterized by a high level of groundwater and the presence of water-saturated sands that turn into a quicksand at the slightest vibrational impact. At the same time, the depth of laying the foundations for the equipment significantly exceeded the depth of laying the foundations of the columns of the existing building.

Key words: foundations, reconstruction, jet grouting, water-saturated sands, reinforcement of foundations, impervious curtain, advanced training.

Введение

Техническое перевооружение промышленных предприятий тяжелого машиностроения в большинстве случаев приводит к необходимости размещения внутри существующих производственных корпусов современного, высокопроизводительного оборудования, зачастую более массивного и дорогостоящего. Для нового оборудования внутри цеха часто требуется выполнить новые фундаменты, глубина заложения которых может превышать глубину заложения фундаментов несущего каркаса здания в 2 и более раза. Возведение фундаментов, в этом случае, представляет собой сложную геотехническую задачу, решение которой возможно лишь с учетом инженерно-геологических и гидрогеологических условий, технического состояния несущих конструкций здания, имеющегося строительного оборудования и технической возможности устройства фундаментов внутри существующего здания [1].

Устройство фундаментов размоточного стана

В качестве примера можно привести опыт устройства фундаментов под размоточный стан цеха металлоконструкций в п.Фариново, Полоцкого р-на. Согласно проекту, фундамент данного оборудования представляет собой железобетонную камеру глубиной заложения -4,320м от уровня пола, что на 2.46м ниже,

чем глубина заложения фундаментов несущего каркаса цеха, рис.1. При этом, в основании фундаментов здания залегали мелкие водонасыщенные пески практически на всю глубину сжимаемой толщи.

Проектом было предусмотрено устройство шпунтового ограждения в виде замкнутого контура из профиля Л-4 типа Ларсен длиной 7м. Учитывая стесненные условия работ внутри цеха и ограничение по высоте, заказчиком было принято решение снять верхний слой грунта до отметки -1,71м, соответствующей уровню грунтовых вод и, фактически, уровню подошвы существующих фундаментов.

После вибропогружения первых же шпунтовых элементов котлован начал интенсивно заполняться водой с образованием гифонов с обильным водопритоком, содержащим пылеватую фракцию песчаного грунта, рис.2. Кроме того, в несущих элементах здания образовались существенные дефекты в виде разрыва элементов вертикальных связей, расстройство стыков стропильных балок с базой колонн, разрушения опорной части ребристых плит покрытия, рис.3. В ходе детального обследования несущих элементов здания было установлено, что в процессе погружения шпунта произошла осадка близлежащих фундаментов здания вследствие разжижения грунта при вибрационном воздействии. Максимальное значение дополнительной осадки фундаментов колонн составило 70мм. Работы были приостановлены.

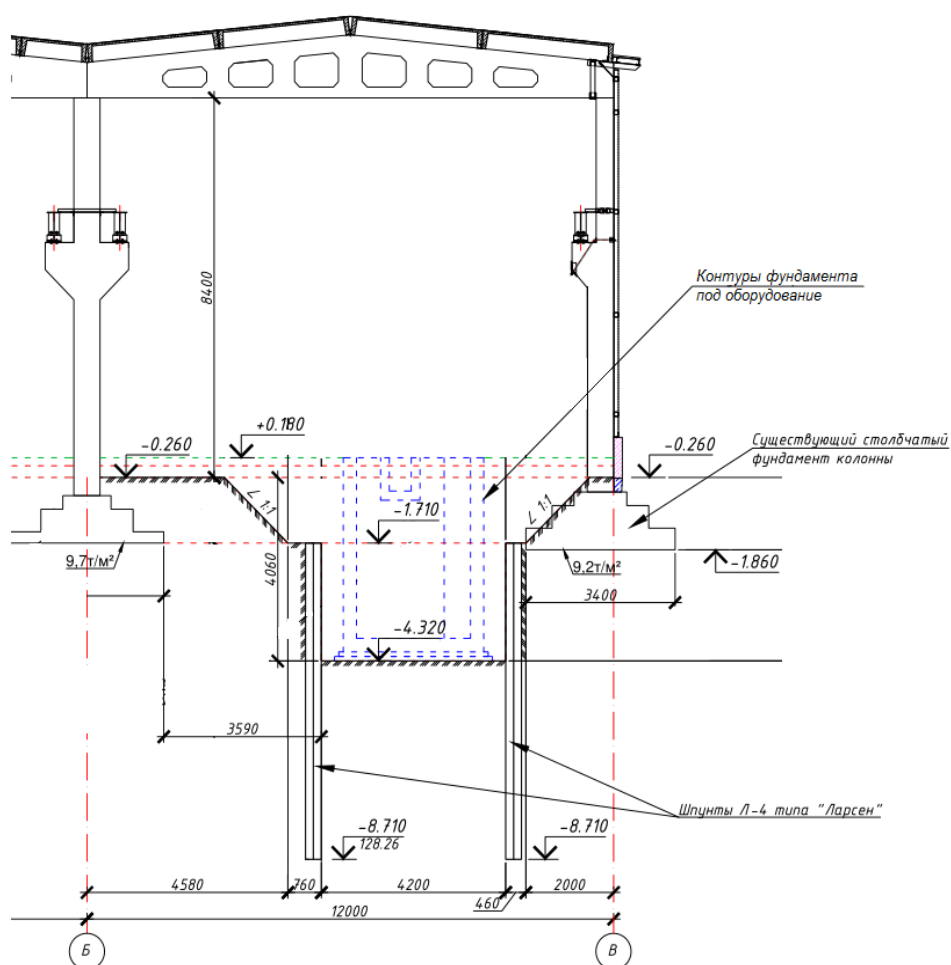


Рис.1. Проектное решение метода производства работ при устройстве фундамента под оборудование



Рис.2. Состояние котлована после забивки шпунта



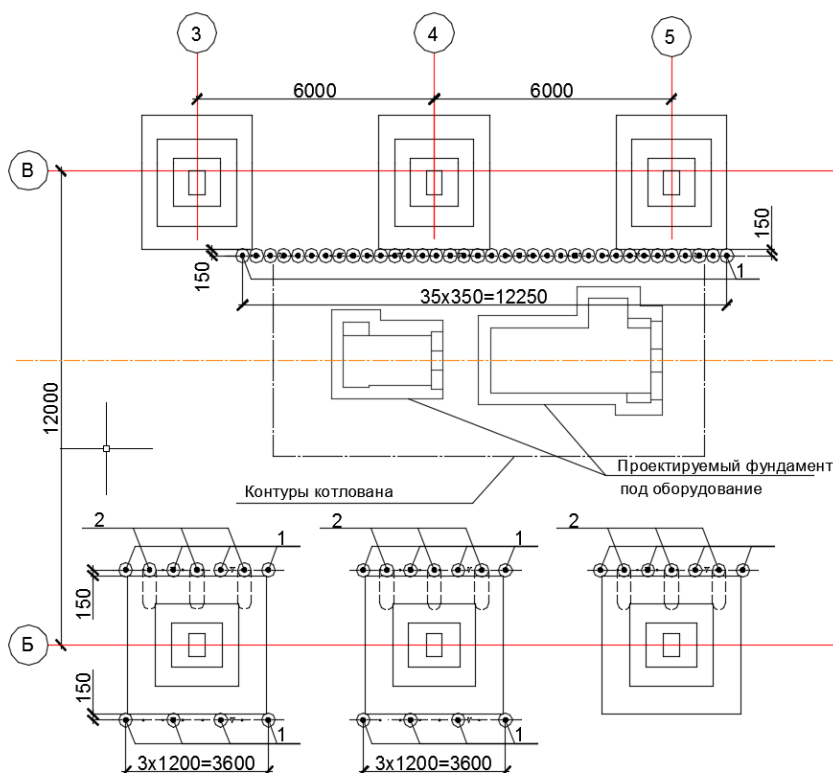
Рис.3. Разрушение опорной части ребристых плит покрытия

Учитывая важность данного инвестиционного проекта для нашего региона, необходимо было в кратчайшие сроки разработать новый проект производства работ по устройству фундаментов размоточного стана, а также метод усиления фундаментов с учетом сложившейся ситуации.

Усиление просевших фундаментов, нами было предложено выполнить путем устройства корневых цементогрунтовых свай, устраиваемых с использованием

технологии струйной цементации (Jet grouting). По двум сторонам каждого фундамента, попавших в зону вибрационного воздействия, новым проектом предусматривалось выполнение одиннадцати свай вплотную к граням его подошвы. При этом ближайшая к котловану сторона фундамента усиливалась семью сваями, три из которых были наклонные, рис.4. Противоположная сторона - четыре сваями. Цилиндрические цементо-грунтовые сваи в этом случае выполняли роль армирующих элементов, существенно снижающих возможность развития зон выпора грунта из-под подошвы существующих фундаментов.

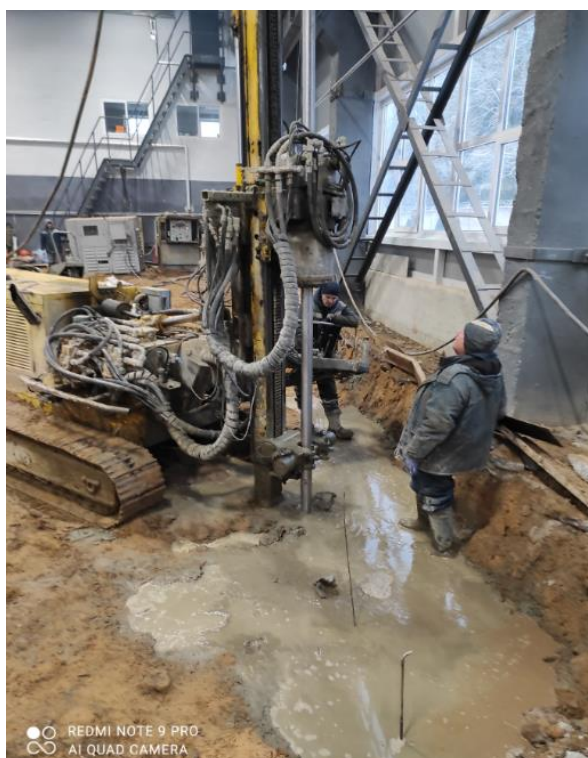
Для безопасного вскрытия котлована фундамента под оборудование было предложено выполнить сплошную стенку из секущихся цементо-грунтовых свай, выполняемых также по струйной технологии. Сваи выполнялись вплотную к фундаментам стены по оси «В» в зоне, непосредственно примыкающей к месту проведения земляных работ. Сплошная цементо-грунтовая стенка одновременно служила противодиффузионной завесой.



**Рис.4. Схема устройства цементо-грунтовых свай:
1-вертикальные сваи; 2 –наклонные сваи (под углом 30° от вертикали).**

Цементо-грунтовые сваи выполнялись комплексом технологического оборудования, состоящим из буровой установки «KLEMM» KR708 (Германия) на гусеничном ходу и насосного оборудования TW Mini Jet Compact Unit (Италия) силами буровой компании ОДО «Георемстрой», рис.4. Установка работала по однокомпонентной схеме. В качестве рабочей жидкости выступал водоцементный раствор с В/Ц=0.8. Рабочее давление 25-30 МПа. Всего было выполнено 65 свай длиной 4-5м. В ходе пробного вскрытия цементо-грунтовых элементов установлено, что фактический диаметр свай в песчаном грунте составил 300-350мм.

Принятые технические решения позволили выполнить вскрытие котлована ниже подошвы до отметки -3,7м, что выше проектной отметки. Вскрыть котлована на большую глубину не позволил значительный приток воды со дна котлована с явными признаками выноса песчаного грунта. Предложенный вариант устройства ниже дна котлована пластовой горизонтальной противофильтрационной завесы с использованием струйной технологии заказчиком не был согласован, но он согласился на частичное уменьшения глубины технологического приямка и, следовательно, на уменьшение глубины заложения фундамента на 0,6м.



а)



б)

**Рис.3. Устройство цемента-грунтовых свай по технологии Jet grouting:
а) - общий вид установки; б) - извлеченный фрагмент цемента-грунтовой сваи**

Все работы по устройству фундамента выполнялись силами строительной организации ООО «НПФ Строитель» г. Новополоцк. Общий вид фундамента размоточного стана после по окончании работ представлен на рис.4.



Рис.4. Общий вид фундамента под оборудование после завершения монолитных работ и частичной засыпки котлована

В заключении считаю необходимым обратить внимание на тот факт, что первоначальное решение о вибропогружении металлического шпунта в водонасыщенных грунтах было заведомо ошибочным и могло привести к обрушению каркаса здания цеха. Это свидетельствует о низком уровне геотехнической подготовки специалистов проектной организаций, принявших такое решение. К сожалению, таких примеров можно привести достаточно много.

Основная причина, на наш взгляд, заключается в том, что в проектных организациях расчетом и проектированием фундаментов занимаются специалисты, не имеющие достаточных знаний и опыта геотехнического проектирования. Традиционно, проектированием фундаментов занимается инженер-конструктор, имеющий соответствующий квалификационный аттестат, при получении которого в первую очередь проверяются знания по расчету несущих конструкций надземной части здания, и лишь небольшая часть вопросов касается инженерной геологии, механики грунтов, оснований и фундаментов.

Руководителями проектных организаций не уделяется достаточного внимания повышению квалификации специалистов фундаментчиков, фактически игнорируются рекомендации по периодической стажировки своих сотрудников, не выделяются средства для участия в семинарах, проводимых с участием специалистов Белорусского общества геотехников.

Считаю, что сложившаяся ситуация требует принятия соответствующих мер со стороны руководства Министерства строительства и архитектуры. В первую очередь необходимо ввести в штат проектных организаций должность специалиста-геотехника, как обязательное условие для получения аттестата соответствия,

как минимум, для сооружений категорий сложности К1, К2 и К3. При этом, аттестацию специалистов-геотехников необходимо проводить по специальной программе в ходе прохождения курсов повышения квалификации и при постоянном участии в семинарах, проводимых под эгидой Белорусского общества геотехников (БООСТ).

Список цитированных источников

1. ТКП 45-5.01-254-2012 Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения: -Минск: Стройтехнорм, 2012. – 54с.

References

1. TCR 45-5.01-254-2012 Bases and foundations of buildings and structures. Basic provisions: -Minsk: Stroytekhnorm, 2012. -54с.

УДК 693.554-408.8

СЦЕПЛЕНИЕ АРМАТУРЫ ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ С КЕРАМЗИТОБЕТОНОМ

П. В. Кривицкий¹, Т. Н. Седляр²

¹ *К. т. н., доцент, заведующий отраслевой лабораторией «Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве» УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь, e-mail: krivitskiyp@mail.ru*

² *Магистр технических наук, старший преподаватель кафедры механики и строительных конструкций УО «Гродненский государственный университет имени Янки Купалы», Гродно, Беларусь, e-mail: Sedlyr_TN@grsu.by*

Реферат

В данной статье рассматриваются вопросы теории сцепления арматуры периодического профиля с бетоном, приведены теоретические и эмпирические зависимости определения законов сцепления, ключевые параметры. Рассмотрены конструктивные схемы для определения сцепления керамзитобетона с арматурой.

Ключевые слова: сцепление арматуры, теория, законы сцепления.

COUPLING OF REINFORCEMENT OF PERIODIC PROFILE WITH LEAVED CONCRETE

P. V. Krivitskiy, T. N. Sedlyr

Abstract

This article discusses the theory of a periodic profile reinforcement bond, discusses the theoretical and empirical dependences of the patterns of bond, characteristic parameters. Structural schemes for determining the bond of expanded clay concrete with reinforcement are considered.

Keywords: rebar bonding, theory, laws of coupling.

Введение

С момента применения в практике строительства нового строительного материала – железобетон, постоянно возникает вопрос об исследовании вопроса сцепления арматуры с бетоном. Однако в проектировании железобетонных конструкций к настоящему времени нет достаточно теоретически обоснованных методов расчета сцепления арматуры с бетоном. В прошлом веке А.А. Гвоздев [1] отмечал, что задачи прочности анкеровки связаны с множеством факторов и являются в достаточной степени задачей неопределенной, однако она может быть решена исследованиями с применением теории вероятности и математической статистики.

На современном этапе внедрения конструкционного керамзитобетона необходимость теоретических и экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном и совершенствование методик определения ее длины анкеровки обусловлено следующими факторами:

- повсеместным использованием арматуры периодического профиля, сцепление которой изучено недостаточно, и практически отсутствуют данные для изделий и конструкций из легких бетонов;

- основные нормативно-технические документы Республики Беларусь, гармонизированные с европейскими, в которых используются эмпирические коэффициенты в теоретических зависимостях, требующие уточнения на основе экспериментальных исследований в национальных условиях.

Анализ основных законов теории сцепления арматуры с бетоном

Разработка общей теории сцепления всегда наталкивалась на ряд трудностей, возникающих из-за отсутствия знания механизма передачи усилий с арматуры на бетон. Изучение явлений, происходящих в слое контакта арматуры периодического профиля с бетоном, практически трудоемко. Первые разработанные модели основывались на различных феноменологических гипотезах. Большое распространение получили также эмпирические зависимости, как например, для определения длины зоны передачи напряжений.

В основу теоретических построений закладываются гипотезы о соотношениях между условными касательными напряжениями сцепления в бетоне в контактном слое с арматурой τ_{cu} и смещениями арматуры относительно бетона g . Такие соотношения обычно называют «законом сцепления» $\tau_{cu} = f(g)$ или в более общем виде «дифференцированным законом сцепления» $\tau_{cu} = f(g, x)$, где x - координата сечения по длине стержня.

В закон сцепления вводятся действительные или условные g смещения арматуры относительно бетона. Модели отличаются также по способу учета деформаций окружающего бетона: отдельные основываются на гипотезе плоских сечений, другие в расчетах учитывают депланацию нормальных сечений бетона.

Наиболее известными законами сцепления являются: степенной закон Rehm G. [2], упругопластический закон И. Гийона [3], нормальный закон М. М. Холмянского [4], закон С.Е. Фрайфельда [5]. На этапе развития предлагаемые теории сцепления уточнялись, принимая более универсальный вид, на диаграмме τ - g прослеживались все характерные участки: *восходящая ветвь* -

область постоянного максимума - ниспадающая ветвь. Однако по результатам данных исследований понятно, что получение совершенного закона сцепления типа $\tau_{сц} = f(g)$ практически невозможно, т.е. необходимо использовать несколько законов сцепления для того, чтобы охватить все многообразие практических случаев определения сцепления арматуры с бетоном.

Экспериментальные данные Watstein, D. [6], И. Гийона [3], А.А. Оатула [7, 8] показали, что закон сцепления по длине одного и того же образца не остается постоянным. На основе этих данных был предложен дифференциальный закон сцепления. Одной из основных проблем так называемых «механических» («технических») теорий, основанных на законе сцепления, является проблема учета влияния деформаций и сложного напряженного состояния окружающей стержень бетонной оболочки на сцепление. Сложность исследования также связана с фактором, что бетонная оболочка не остается сплошной, а прерывается контактными трещинами. В результате чего разработанные модели сцепления арматуры с бетоном должны опираться на точные данные о напряженно-деформированном состоянии бетона в зоне контакта арматуры с бетоном и о характере их изменения в процессе деформирования.

Значительный вклад в отечественную теорию сцепления арматуры с бетоном внес профессор М.М. Холмянский [4, 9, 10]. Для определения силовых и геометрических величин, определяющих напряженно-деформированное состояние участка активного сцепления, смещение арматуры относительно бетона определяются решением следующего равенства:

$$\frac{d^2 g}{dx^2} = \frac{C_{bond}}{2} \cdot F(g) \quad (1)$$

где g - смещение арматуры относительно бетона в сечении с координатой

$$C_{bond} = \frac{2 \cdot (1 + n \cdot \mu) \cdot P}{E_s \cdot A_s} \quad (2)$$

здесь:

$n = \frac{E_s}{E_c}$ - отношение начальных модулей упругости арматуры и бетона;

$n = \frac{A_s}{A_c}$ - коэффициент армирования;

P – периметр сечения арматурного стержня;

A_s - площадь сечения арматурного стержня;

A_c - площадь бетонного сечения;

$F(g)$ - зависимость смещений арматуры относительно бетона g от напряжений сцепления τ_{bond} .

Для решения уравнения (1), необходимо располагать еще одной зависимостью, имеющей вид:

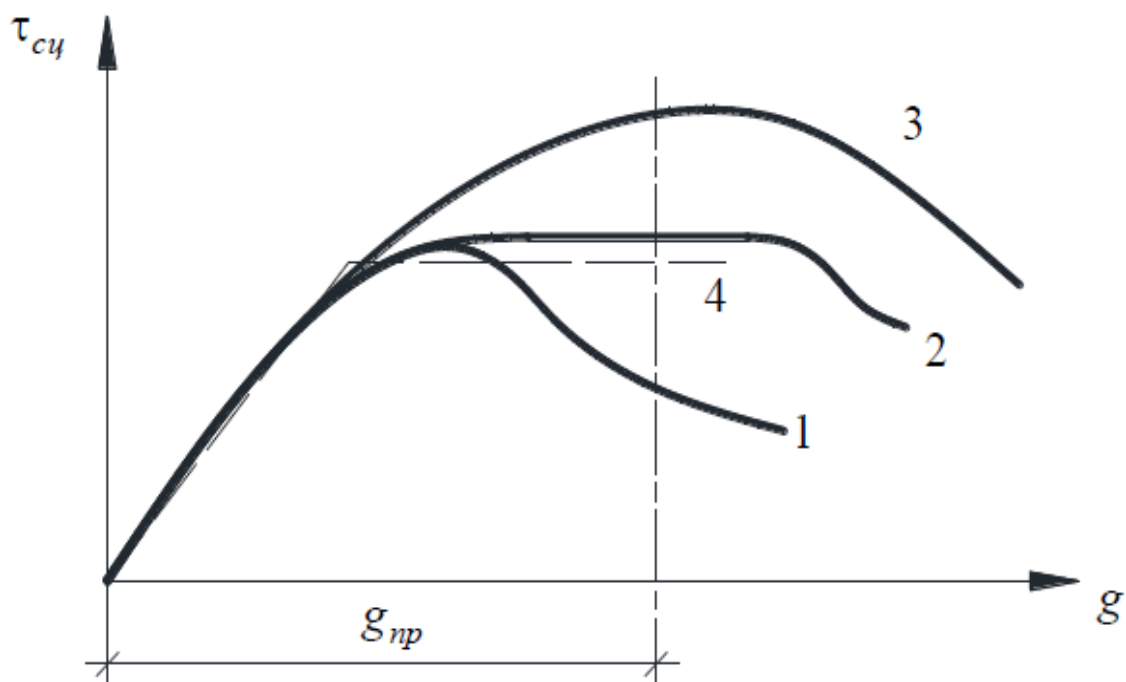
$$\tau_{bond} = F(g) \quad (3)$$

Эту зависимость обычно называют законом сцепления или основным законом.

Наиболее точные результаты дает так называемый «нормальный закон» сцепления, соответствующий наблюдаемому экспоненциальному характеру роста смещений (g):

$$\tau_{bond} = B \cdot \frac{\ln(1 + \alpha \cdot g)}{1 + \alpha \cdot g} \quad (4)$$

Разработанная Холмянским М.М. «техническая теория сцепления» [4] является наиболее проработанным подходом в оценке сцепления арматуры с бетоном. Теория предполагает возможность использования нескольких законов сцепления (рисунок 1) для различных видов арматуры и напряженного состояния элемента.



1 – нормальный закон, 2 – упруго-пластический закон, 3 – степенной закон, 4 – приближение закона диаграммой идеальных упруго-пластических деформаций [4]
Рисунок 1 – Закон сцепления в заданных пределах возможных смещений

Принципиально другое предложение по построению теории сцепления предложил в своих работах профессор А.А. Оатулов [7, 8, 11]. Им был предложен так называемый дифференцированный закон сцепления:

$$\tau_{bond} = f(x; y) \quad (5)$$

где y – удлинение арматуры в сечении x .

Каждому значению x закона соответствует одна из кривых семейства, показывающих зависимость напряжений сцепления τ_{bond} от удлинений арматуры y . Вид каждой из кривых дифференциального закона сцепления определяется уравнением:

$$\tau_{bond} = y \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (6)$$

где α – параметр, определяемый экспериментальным путем.

Одним из направлений в данном вопросе исследований, в основе теоретических предпосылок расчета осесимметричного образца, являются работы Г.Н. Судакова [12, 13, 14], вопрос о форме и виде закона сцепления не рассматривался. Поведение бетона описывалось уравнениями осесимметричной задачи теории упругости. Бетон представлялся как изотропный материал. Граничные условия на контакте приняты при отсутствии взаимных смещений арматуры и примыкающих слоев бетона. Такая постановка задачи отражает работу железобетонного элемента в упругой стадии, а также отвечает реальному напряженно-деформированному состоянию периферийных слоев бетона рассматриваемого образца.

Общим недостатком перечисленных работ является отсутствие учета внутреннего трещинообразования и связанного с ним перераспределения напряжений в зоне взаимодействия арматуры с бетоном.

Среди предлагаемых теоретически обоснованных моделей, учитывающих контактные трещины, необходимо отметить работы Н.И. Карпенко [15,16,17], в которых впервые сделана попытка отказаться от эмпирического описания свойств контактного слоя. Предложенная расчетная схема представлена системой «арматура - зона трещинообразования - упругая бетонная обойма», в которой зона трещинообразования моделируется системой конических оболочек, отдаленных одна от другой «коническими трещинами». Оболочки могут иметь или не иметь «радиальные трещины», разделяющие их на консольные балочные элементы. В расчетной схеме прямым образом учитывается геометрия периодического профиля арматуры: особенности контакта отражаются введением системы трещин и принятием переменного модуля деформаций бетона в зоне трещинообразования.

Наиболее перспективным подходом в развитии теории сцепления арматуры с бетоном считается метод, учитывающий контактные трещины. Однако этот подход требует соответствующего развития с целью более точного моделирования работы контактной зоны с трещинами, а также разработки аппарата для численной реализации с применением персональной вычислительной техники общей задачи расчета на сцепление.

Применение модели Н.И. Карпенко в решении задач сцепления с использованием конечно-элементного моделирования или аппарата автоматического вычисления позволило получить более точные и достоверные результаты. Для этого необходимо учесть некоторые особенности взаимодействия с бетоном арматуры с различными видами периодического профиля. Модель Н.И. Карпенко предусматривает некоторую симметричность, по периметру арматурного стержня, наиболее применимую для арматуры «кольцевого» профиля (с поперечными ребрами постоянной высоты). В то же время, строительный рынок осваивается новыми видами арматуры, имеющей так называемый винтовой и серповидный периодический профиля, в которых поперечные ребра имеют переменную высоту по периметру арматурного стержня.

К разработке и обобщению законов сцепления арматуры и бетона стремились многие авторы, данная тема так и остается предметом обсуждения, представляя собой фундаментальное значение для проектирования железобетонных конструкций, совершенствования различных типов арматуры и улучшения технологии изготовления бетона [18].

Для выяснения особенностей сцепления керамзитобетона с арматурой периодического профиля необходимо провести следующие виды испытаний. Арматурные стержни различного диаметра поместить в керамзитобетонные призмы. Величиной защитного слоя, классом бетона и диаметром арматуры можно варьировать. Конструктивные схемы анкеровки экспериментальных образцов даны на рисунке 2 [19].

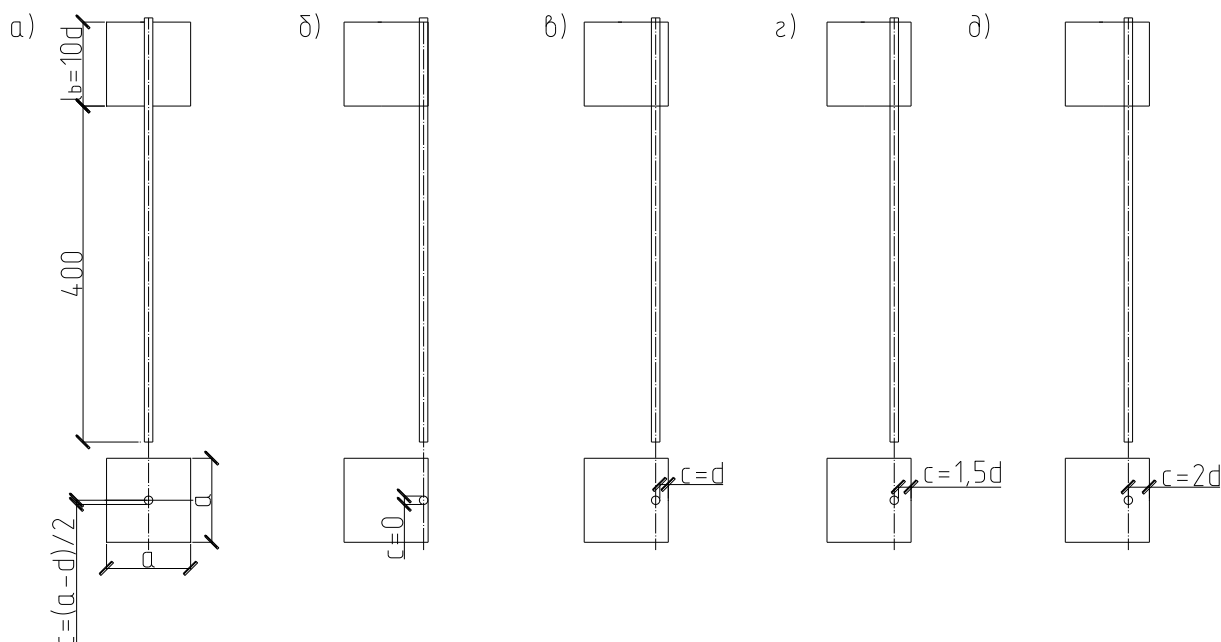


Рисунок 2 – Конструктивные схемы экспериментальных образцов ($a = 150$ мм)

Призмы имеют поперечное сечение $150 \times 150 \times 600$ мм, в которых будут размещаться стержни диаметром 10, 12, 14 мм. Длина анкеровки будет равна $l_b = 10 \cdot d$ или 100, 120, 140 мм соответственно.

Заключение

Полученные результаты позволяют оценить и проанализировать вопрос сцепления арматуры серповидного профиля с керамзитобетонном.

Список цитированных источников

1. Гвоздев, А.А. Состояние и задачи исследований сцепления арматуры с бетоном // Бетон и железобетон. - 1968. - № 12.
2. Rehm, G. The basic principles of the bond between steel and concrete: Translation №134 / G. Rehm. – Cement and concrete association, London, 1968. – 66 p.
3. Гийон, И. Предварительно напряженный железобетон. Теоретические и экспериментальные исследования / И. Гийон. – М. : Госстройиздат, 1959. – 703с.
4. Холмянский, М.М. Контакт арматуры с бетоном / М.М. Холмянский / – М.: Стройиздат, 1981. – С. 184.
5. Фрайфельд С. Е. Собственные напряжения в железобетоне // Стройиздат, М.–Л., 1941.
6. Watstein, D. Bond stresses in concrete pull-out specimens / D. Watstein // JACI. – 1941. – Vol.13, №1. – P. 37-52.

7. Оатул А.А. Основы теории сцепления арматуры с бетоном // Исследования по бетону и железобетона, Сб.тр. № 46 Челябинского политехнического института, Челябинск, 1967. – С. 6–26.
8. Оатул А.А. Предложения к построению теории сцепления арматуры с бетоном // Бетон и железобетон. – 1968. - № 12. – С. 8–10.
9. Холмянский М. М. Техническая теория сцепления арматуры с бетоном и ее применение // Бетон и железобетон. – 1968. – №12. – С. 10–13.
10. Холмянский, М.М. О применении закона сцепления при исследовании механического взаимодействия арматуры периодического профиля с бетоном // Сцепление арматуры с бетоном. М., НИИЖБ, - 1971. – с. 31 – 39.
11. Оатул А.А., Ивашенко Ю.А. Экспериментальные исследования сцепления арматуры с бетоном на растянутых образцах при кратковременном, повторном и длительном действии нагрузки // Исследование по бетону и железобетону: Сб. науч. тр. Челябинск, 1967, № 46. – С. 44 – 72.
12. Карпенко, Н.И. Напряженно-деформированное состояние бетона в зоне контакта с арматурой до и после образования контактных трещин / Н.И. Карпенко, Г.Н. Судаков, Г.И. Лейтес, А.Б. Золотов // Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций: Сб. тр. – М., 1979. – С. 58-71.
13. Карпенко, Н.И. Сцепление арматуры с бетоном с учетом развития контактных трещин / Н.И. Карпенко, Г.Н. Судаков // Бетон и железобетон. – 1984. – №12. – С. 42-44.
14. Карпенко, Н.И. Моделирование механического взаимодействия арматурного стержня с бетоном учитывающее напряженно-деформированное состояние контактной зоны / Н.И. Карпенко, Г.Н. Судаков, Е.С. Лейтес // Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности: Сб. тр. НИИЖБ. – М., 1980. – С. 133-156.
15. Карпенко Н.И. К построению модели сцепления арматуры с бетоном, учитывающий контактные трещины // Бетон и железобетон. – 1973. - № 1. – С. 19-23.
16. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
17. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. М., Стройиздат, 1976. – 208 с.
18. Седляр, Т.Н. Аналитический обзор сцепления арматуры, законы сцепления для тяжелых бетонов / Т.Н. Седляр // Моделирование и механика конструкций. – 2019. – № 10. – С. 93–100.
19. Седляр, Т.Н. Алгоритм экспериментальных исследований сцепления арматуры серповидного профиля с керамзитобетонами / Т.Н. Седляр // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров: в 2 ч.: сб. науч. ст. XXI междунар. науч.-метод. семинара, Брест, 25–26 окт. 2018 г. / Брест. гос. техн. ун-т; под ред. В.В. Тур. (гл. ред.) [и др.]. – Брест, 2018. – Ч. 1. – С. 242–244.

References

1. Gvozdev A.A. Sostoyaniye i zadachi issledovaniy stsepleniya armatury s betonom // Beton i zhelezobeton. - 1968. - №12

2. Rehm, G. The basic principles of the bond between steel and concrete: Translation №134 / G. Rehm. – Cement and concrete association, London, 1968. – 66p
3. Gijon, I. Predvaritel'no napryazhennyj zhelezobeton. Teoreticheskie i eksperimental'nye issledovaniya / I. Gijon. – M. : Gosstrojizdat, 1959. – 703s.
4. Holmyanskij, M.M. Kontakt armatury s betonom / M.M. Holmyanskij / – M.: Strojizdat, 1981. – S. 184.
5. Frajfel'd S. E. Sobstvennye napryazheniya v zhelezobetone // Strojizdat, M.–L., 1941.
6. Watstein, D. Bond stresses in concrete pull-out specimens / D. Watstein // JACI. – 1941. – Vol.13, №1. – P.37-52.
7. Oatul A.A. Osnovy teorii scepneniya armatury s betonom // Issledovaniya po betonu i zhelezobetonu, Sb.tr. № 46 CHelyabinskogo politekhnicheskogo instituta, CHelyabinsk, 1967. – s.6–26.
8. Oatul A.A. Predlozheniya k postroeniyu teorii scepneniya armatury s betonom // Beton i zhelezobeton. – 1968. - № 12. – s. 8 – 10.
9. Holmyanskij M. M. Tekhnicheskaya teoriya scepneniya armatury s betonom i ee primeneniye // Beton i zhelezobeton. – 1968. – №12. – S.10–13.
10. Holmyanskij, M.M. O primenenii zakona scepneniya pri issledovanii mekhanicheskogo vzaimodejstviya armatury periodicheskogo profilya s betonom // Scepnenie armatury s betonom. M., NIIZHB, - 1971. – s. 31 – 39.
11. Oatul A.A., Ivashenko YU.A. Eksperimental'nye issledovaniya scepneniya armatury s betonom na rastyanutyh obrazcah pri kratkovremennom, povtornom i dlitel'nom dejstvii nagruzki // Issledovanie po betonu i zhelezobetonu: Sb. nauch. tr. CHelyabinsk, 1967, № 46. – s. 44 – 72.
12. Karpenko, N.I. Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie betona v zone kontakta s armaturoj do i posle obrazovaniya kontaktnyh treshchin / N.I. Karpenko, G.N. Sudakov, G.I. Lejtes, A.B. Zolotov // Prochnost', zhestkost' i treshchinostojkost' zhelezobetonnyh konstrukcij: Sb. tr. – M., 1979. – S.58-71.
13. Karpenko, N.I. Scepnenie armatury s betonom s uchetom razvitiya kontaktnyh treshchin / N.I. Karpenko, G.N. Sudakov // Beton i zhelezobeton. – 1984. – №12. – S.42-44.
14. Karpenko, N.I. Modelirovanie mekhanicheskogo vzaimodejstviya armaturnogo sterzhnya s betonom uchityvayushchee napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie kontaktnoj zony / N.I. Karpenko, G.N. Sudakov, E.S. Lejtes // Povedenie betonov i elementov zhelezo-betonnyh konstrukcij pri vozdejstvii razlichnoj dlitel'nosti: Sb. tr. NIIZHB. – M., 1980. – S.133-156.
15. Karpenko N.I. K postroeniyu modeli scepneniya armatury s betonom, uchityvayushchij kontaktnye treshchiny // Beton i zhelezobeton. – 1973. - № 1. – s. 19-23.
16. Karpenko N.I. Obschchie modeli mekhaniki zhelezobetona. M.: Strojizdat, 1996. – 416 s.
17. Karpenko N.I. Teoriya deformirovaniya zhelezobetona s treshchinami. M., Strojizdat, 1976. – 208 s.
18. Sedlyar, T.N. Analiticheskij obzor stsepleniya armatury, zakony stsepleniya dlya tyazhe-lykh betonov / T.N. Sedlyar // Modelirovaniye i mekhanika konstruktsiy. – 2019. – № 10. – S. 93–100.

19. Sedlyar, T.N. Algoritm eksperimental'nykh issledovaniy stsepleniya armatury serpo-vidnogo profilya s keramzitobetonami / T.N. Sedlyar // Perspektivnyye napravleniya innovatsionnogo razvitiya stroitel'stva i podgotovki inzhenernykh kadrov: v 2 ch.: sb. nauch. st. XXI mezhdunar. nauch.-metod. seminara, Brest, 25–26 okt. 2018 g. / Brest. gos. tekhn. un-t; pod red. V.V. Tur. (gl. red.) [i dr.]. – Brest, 2018. – CH. 1. – S. 242–244.

УДК 005.2

О СООТВЕТСТВИИ УСТАВОВ ЮРИДИЧЕСКИХ ЛИЦ ПРИНЦИПАМ УПРАВЛЕНИЯ

П.М. Кузьмич, Е.С. Милашук

¹ К. т. н., доцент, доцент кафедры экономики и организации строительства
УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь,
e-mail : ptkuzmich@tut.by

² Магистр технических наук, аспирант кафедры экономики и организации строительства
УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь,
e-mail : lionejja@mail.ru

Реферат

Статья содержит информацию об основных принципах управления. В ходе исследования был выполнен анализ 17 уставов юридических лиц различных форм собственности и видов деятельности в части соответствия прав и обязанностей первых руководителей.

Ключевые слова: устав, юридическое лицо, принципы управления.

ON COMPLIANCE OF CHARTERS OF LEGAL ENTITIES WITH MANAGEMENT PRINCIPLES

P. M. Kuzmich, E. S. Milashuk

Abstract

The article contains information about the basic principles of management. During the study, an analysis was made of 17 charters of legal entities of various forms of ownership and types of activity in terms of the correspondence of the rights and obligations of the first managers.

Keywords: charter, legal entity, management principles.

Также, как и в основе любой другой деятельности, в основе управления социально-экономическими системами лежит определенный набор правил – принципов. Состав принципов управления зависит от ряда обстоятельств объективного и субъективного характера. В той или иной степени, набор принципов управле-

ния используется не только в повседневной практической деятельности руководителя, но и в определенной степени должен отражаться в нормативно-правовых актах: законах, подзаконных актах, уставах юридических лиц и т.п. В разные исторические периоды и с учетом ситуаций их набор может как количественно, так и качественно отличаться.

Но прежде всего необходимо определиться с самим понятием принцип. По определению принцип – это основа на которой создаются теории, законы, нормативно-правовые акты и т.п. Т.е. принцип – это не цель управления, а направление движения в формировании практики управления. Принципы не являются инструментами по той причине, что именно на их основе формируются инструменты – методы управления. В управлении очень важно определиться с содержательной сущностью этой категории с тем, чтобы в дальнейшем на ее основе формировать как их набор, так и наполнение содержанием каждого отдельно взятого принципа.

В тоже время, некоторые теории управления трактуют принципы, как правила определяющие базовые требования к организации системы управления и ее структуре. Но формирование структур управления в значительной мере определяется особенностями производственной или иной деятельности. В этом смысле в качестве теоретического инструмента следует использовать методы и подходы системного анализа.

Объективно потребность в принципах управления возникает в связи с разделением труда вообще и управленческого труда в частности. Впервые набор принципов управления был сформирован основателем школы административного управления Анри Файолем [1, с.359]. В общей сложности он насчитывал 14 принципов, в списке которых первым приводится принцип разделения труда, а также ответственность, иерархичность, дисциплину, компетентность, стимулирование, целенаправленность и др. Этот перечень больше похож на некий набор характеристик субъекта управления. К тому же, он однозначно сформирован для условий иерархических структур управления. Но в условиях горизонтальных, сетевых структур управления этот набор принципов управления выглядит в определенной степени анахронизмом. Это объяснимо тем, что сформулированы они были более 100 лет тому назад.

Более-менее однозначно в современной теории управления сформирован набор из следующих принципов:

- принцип сочетания прав и обязанностей. Суть принципа заключается в том, что субъект управления, наделенный определенными обязанностями должен быть наделен и соответствующими правами для выполнения своих обязанностей. На наш взгляд он является основополагающим, он в наибольшей мере обеспечивает достижение целей управления (заложены в обязанностях). В то же время, как показывает практика, большинство нормативно-правовых актов содержат лишь «должностные обязанности», «функциональные обязанности», просто «обязанности» отдельных руководителей различных уровней или структурных подразделений;

- принцип соответствия обязанностей и ответственности. Суть принципа заключается в том, что субъект управления, наделенный определенными обязанностями и, как сказано выше, соответствующими правами, должен нести определенную ответственность за ненадлежащее выполнение обязанностей. Здесь

речь не идет об уголовной или даже административной ответственности. В управлении эта ответственность реализуется в установлении соотношения между результатом функционирования объекта управления и, связанной с этим, мерой материального вознаграждения субъекта управления;

- принцип сочетания единоначалия и коллегиальности в управлении. Суть принципа заключается в том, что к выработке управленческих решений в максимальной мере следует привлекать коллективные органы (экспертные группы, советы, и т.п.), а принимать эти решения надлежит субъекту управления. Это позволяет, с одной стороны, выработать качественные управленческие решения, а с другой, в полной мере обеспечить соблюдение первых двух принципов;

- принцип обоснованности управления (иногда он формулируется как принцип научной обоснованности управления). Суть данного принципа заключается в том, что управление должно строиться на научной обоснованности. Но во многих случаях в управлении не представляется возможным руководствоваться исключительно научными инструментами (моделями, алгоритмами, схемами) по причине отсутствия таковых, но в большей мере по причине недостатка исходной информации, которая может быть получена (сгенерирована) только по результатам функционирования управляемой системы;

- принцип демократизации управления. Содержательно этот принцип очень близок к принципу сочетания единоначалия и коллегиальности в управлении. Разница состоит в реализации его на практике. Так его учет требует внесения определенных изменений в нормативно-правовые акты, учитывающих специфику той или иной управляемой системы (юридического лица);

- принцип плановости. Суть принципа заключается в том, что любая управляемая система может успешно функционировать, развиваться только имея видение перспективы (план). Содержательно план должен отражать цели функционирования системы, но, что еще более важно, пути и средства достижения этих целей. Для реализации этого принципа необходимо привлечение определенных ресурсов и инструментов (экономико-математических моделей, статистических моделей, экспертных прогнозов и оценок и т.д.);

- принцип мотивации и стимулирования. Суть принципа состоит в том, что объект управления должен и может успешно функционировать лишь в условиях, очерченных системой (системами) мотивации и стимулирования. Эта система должна быть построена на жесткой взаимосвязи инструментов мотивации и стимулирования с:

а) результатами функционирования системы управления;

б) показателями, достигнутыми объектом управления;

- принцип эффективности и оптимальности. Суть принципа следует рассматривать в большей мере не в плане эффективности функционирования управляемой системы, а в плане эффективности субъекта управления. Его еще можно сформулировать следующим образом: затраты на управление должны быть минимальны при условии достижения максимального эффекта. Очевидно, что с увеличением затрат на управление весьма вероятно снижение эффективности и в то же время снижение затрат на управление ведет к такому же результату. Сложность в реализации этого принципа заключается в необходимости учета особенностей каждой управляемой системы;

- принцип правильного подбора и расстановки кадров. Суть принципа заключается в том, что необходим постоянный поиск с целью максимального использования потенциала кадров управления как в рамках субъекта управления, так и объекта на основе использования инструментов кадровой политики, постоянной оценке кадрового потенциала как коллектива, так и индивидуумов;

- принцип постоянного совершенствования форм и методов управления. Суть принципа заключается в аксиоме развития: или система управления стагнирует без совершенствования или развивается постоянно, совершенствуя формы и методы управления. Этот принцип продиктован природой.

Данный перечень не претендует на исчерпывающую полноту, но достаточно содержателен для целей нашего дальнейшего анализа. Поэтому из всей совокупности выше изложенных принципов исключим те, которые в большей мере похожи на цели, инструменты или носят декларативный характер.

С учетом этого исключим из этого принципа как обоснованности управления, плановости, эффективности и оптимальности, которые имеют явно выраженный декларативный характер. К этой категории можно отнести и два последних приведенных в списке (правильного подбора и расстановки кадров и постоянного совершенствования форм и методов управления).

Отдельно остановимся на принципе мотивации и стимулирования из которого вытекают соответствующие инструменты, используемые в оперативном и тактическом управлении, отражаемые в правилах и положениях о материальном и моральном стимулировании, являющиеся нормативами внутреннего использования и зачастую затрагивающие коммерческую тайну юридического лица.

Из оставшихся принципов, очень близки по сути принцип единоначалия и коллегиальности в управлении и принцип демократизации управления, которые могут отражаться в учредительных договорах и уставах юридических лиц, зависят от организационно-правовой формы юридического лица в зависимости от чего и необходимо проводить анализ отдельно по каждой из них.

Принципы сочетания прав и обязанностей, соответствия обязанностей и ответственности однозначно должны быть отражены в уставе юридического лица при определении порядка управления деятельностью юридического лица. С целью подтверждения данного утверждения, проанализировано 17 уставов юридических лиц различных форм собственности и видов деятельности в части соответствия прав и обязанностей первых руководителей.

Анализ проводился по следующей схеме:

- изучался состав обязанностей;
- изучался состав прав на предмет соответствия их обязанностям.

В результате исследования (таблица) установлено:

- практически во всех уставах имеет место несоблюдения или неполного соблюдения принципа единства прав и обязанностей;
- количество обязанностей колеблется в широких пределах (от 4 до 14);
- степень «обеспеченности» обязанностей правами колеблется в весьма широких пределах от 11 прав на 14 обязанностей (ООО «СПМК-2») до 2 прав на 11 обязанностей (ОАО «Мебель»).

Таблица - Количественное соотношение обязанностей и прав

Предприятие Обязанности	ООО «ПМК-20»	КУП ЖРЭУ	ООО «ПМК-82»	ОАО «Грест Трансстрой»	Частное унитарное предприятие «Архитектура»	ООО «СПМК-2»	ООО «СПМК-18»	ОАО «ПМК-1»	ОАО «Мебель»	УП «Завод радиодеталей»	УП «Льнозавод»	ООО «ПМК-4»	ОАО «Буг»	ОАО «КСИ»	УП «Райэнерго»	ОАО «Трестводстрой»	Учреждение здравоохранения
Количество обязанностей «обеспеченных» правами	5	6	4	6	2	3	10	3	9	2	5	8	7	6	3	9	-
Количество обязанностей «необеспеченных» правами	6	3	8	2	7	11	3	3	2	2	4	3	5	3	1	4	-
Всего обязанностей	11	9	12	8	9	14	13	6	11	4	9	11	12	9	4	13	-

В среднем же только 43% обязанностей руководителей юридических лиц, т.е. меньше половины, «обеспечено» соответствующими правами.

В некоторых случаях (Учреждение здравоохранения) в уставе обязанности вообще отсутствуют, есть только права (всего 6).

На основании этих данных можно однозначно утверждать о «полубесправности» руководителей и, как следствие, влияние этого фактора на эффективность управления и эффективность функционирования юридического лица.

Дальнейший анализ проводился в направлении выявления наиболее существенных обязанностей (прав), необеспеченных правами, или эта обеспеченность носит нечеткий характер. В скобках показано количество уставов, в которых отражены обязанности:

- решает все вопросы в соответствии с действующим законодательством, контрактом и настоящим Уставом (7);

- издает приказы, указания, распоряжения работникам (3);

- наделяется в соответствии с законодательством всеми необходимыми полномочиями (2);

- обеспечивает выполнение решений собрания акционеров и несет ответственность за деятельность общества (2);

- утверждает штаты исполнительного аппарата общества, определяет компетенцию работников (2);

- утверждает штатную структуру (5);

- выдает доверенности, открывает счета (3);

- несет ответственность за сохранность имущества (5);

- несет ответственность за результаты работы (5);

- представляет правлению общества кандидатуры для найма членами дирекции (1);

- предоставляет помещение для проведения заседаний правления и собраний (4);

- представляет документы и информацию о деятельности предприятия (4);

- организует работу предприятия (4);

- в соответствии с законодательством и по согласованию с учредителем определяет объемы и характер сведений, представляемых в гос. Органы (4);

- заключает договоры от имени предприятия (2);

- определяет формы, системы и размеры оплаты труда работников (2).

В результате проведения анализа к таким можно отнести следующие обязанности:

- обеспечивает выполнение решений собрания акционеров и несет ответственность за деятельность общества;

- утверждает штатную структуру;

- выдает доверенности, открывает счета;

- представляет правлению общества кандидатуры для найма членами дирекции;

- заключает договоры от имени предприятия;

- определяет формы, системы и размеры оплаты труда работников.

В результате проведенного анализа и с целью улучшения качества управления предлагается:

- при составлении уставов юридических лиц исключать из последних обязанности общего характера, вытекающие из законодательства. Например, решать все вопросы в соответствии с действующим законодательством;

- состав прав приводить в соответствие с составом обязанностей;
- выделять из состава обязанностей меру(ы) ответственности за ненадлежащее исполнение обязанностей;
- мера ответственности за ненадлежащее исполнение обязанностей должна иметь четко выраженную форму (значение) или абстрактную фразу «несет ответственность» имеет полный смысл исключить из устава.

Список цитированных источников

1. Научная организация труда и управления. Сборник. Под общей редакцией академика АН УССР А.Н. Щербаня. – М., Издательство «Экономика», 1966.

УДК 624.012.45

MODELING THE BEHAVIOUR OF STATICALLY INDETERMINATE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER LOAD

D. Lazouski¹, D. Glukhov², Y. Lazouski³

¹ *Doct. of techn. sciences., professor, professor of the department of Building Structures of Polotsk State University, Novopolotsk, Belarus, e-mail: d.lazovski@psu.by*

² *Cand., of techn. sciences, associate professor, senior developer "Softclub" LTD, Minsk, Belarus, e-mail: dzmitry.hlukhau@outlook.com*

³ *Cand., of techn. sciences, associate professor, head of the department of Building Structures of Polotsk State University, Novopolotsk, Belarus, e-mail: y.lazouski@gmail.com*

Abstract

One of the main differences of reinforced concrete is the possibility of cracking in concrete, which leads to a significant change in stiffness along the length of the element with cracks. The current state of the issue of the analysis of reinforced concrete elements is characterized by the widespread use of complex mathematical models and computational tools based largely on empirical and semi-empirical approaches to the analysis of the operation of reinforced concrete with cracks (deformation design model of the cross section based on concrete and reinforcement deformation diagrams, block model based on the dependences of the adhesion of reinforcement to concrete and the finite element method for calculating internal forces). So, the deformation design model of a flat section is used to calculate the moment of cracking and the strength of the element; block model of reinforced concrete between cracks - to calculate the opening width and crack pitch; structural mechanics methods (including the finite element method) for calculating internal forces and deflections. Using these approaches in the calculations of the stress-strain state of reinforced concrete elements (successively, moving from one method to another), the accumulation of calculation errors invariably occurs, since the parameters of the reinforced concrete structure calculated using different approaches have a mutual influence on each other. The purpose of this work is to attempt to combine these approaches for calculating the stress-strain state of reinforced concrete elements at all stages of work within the framework of a single calculation model, avoiding, if possible, the use of empirical relationships between them.

On the example of a continuous two-span reinforced concrete beam, the authors analyzed the proposed calculation model and obtained satisfactory results of convergence with experimental data.

Key words: reinforced concrete, modelling, continuous beam, deformational model, finite element model, block model.

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОД НАГРУЗКОЙ

Д.Н. Лазовский, Д.О. Глухов, Е.Д. Лазовский

Реферат

Одним из основных отличий железобетона является возможность образования трещин в бетоне, что приводит к значительному изменению жесткости по длине элемента с трещинами. Современное состояние проблемы анализа железобетонных элементов характеризуется широким использованием сложных математических моделей и вычислительных средств, основанных во многом на эмпирических и полуэмпирических подходах к анализу работы железобетона с трещинами. (деформационная расчетная модель поперечного сечения на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры, блочная модель на основе зависимостей сцепления арматуры с бетоном и метода конечных элементов для расчета внутренних усилий). Так, расчетная модель деформации плоского сечения используется для расчета момента образования трещин и прочности элемента; блочная модель железобетона между трещинами – для расчета ширины раскрытия и шага трещины; методы строительной механики (в том числе метод конечных элементов) для расчета внутренних сил и прогибов. При использовании этих подходов при расчетах напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов (последовательно, переходя от одного метода к другому) неизменно происходит накопление расчетных погрешностей, так как параметры железобетонной конструкции, рассчитанные по разным подходам, имеют взаимное влияние друг на друга. Целью данной работы является попытка объединить эти подходы к расчету напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов на всех этапах работ в рамках единой расчетной модели, избегая, по возможности, использования эмпирических зависимостей между их. На примере неразрезной двухпролетной железобетонной балки авторы проанализировали предложенную расчетную модель и получили удовлетворительные результаты сходимости с экспериментальными данными.

Ключевые слова: Железобетон, моделирование, неразрезная балка, деформационная модель, метод конечных элементов, блочная модель.

Deformational design model of the element cross section. The distribution of deformations along the height of the cross section of a bent reinforced concrete element before the appearance of cracks obeys the hypothesis of flat section (Bernoulli). For reinforced concrete elements that have cracks in the tension zone, the flat section hypothesis is used as an assumption for the averaged longitudinal deformations of the tension and compression zones.

In the computational deformational model, the work of the tensile zone of concrete after the formation of cracks in the statement [4, 5] is taken into account by transforming the tensile diagram of free reinforcement (without concrete, in a section with a crack) into a diagram in which stresses σ_s are taken as free reinforcement, and relative deformations ε_s - for the averaged section in accordance with the hypothesis of flat sections, i.e. adjusted downwards taking into account the coefficient ψ_s [6, 7, 8].

For bending reinforced concrete element, the equations of the stress-strain state:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^k \sigma_{ci} A_{ci} (y_0 - y_{ci}) + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si} A_{si} (y_0 - y_{si}) - M &= 0 \\ \sum_{i=1}^k \sigma_{ci} A_{ci} + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{si} A_{si} &= 0, \\ \varepsilon_{(c,s)i} &= \frac{1}{r} (y_0 - y_{(c,s)i}), \quad \sigma_{ci} = f(\varepsilon_{ci}), \quad \sigma_{si} = f(\varepsilon_{si}) \end{aligned} \quad (1)$$

where $\sigma_{(c,s)i}$, $\varepsilon_{(c,s)i}$ - normal stresses and longitudinal relative deformations in the i -th elementary area of concrete or reinforcement; $A_{(c,s)i}$ and $y_{(c,s)i}$ - cross-sectional area and distance from the selected axis to the center of gravity of the i -th elementary area of concrete or reinforcement.

The criterion for the formation of cracks is the achievement by an elementary layer of concrete at the level of the center of gravity of the reinforcing bar the value of limiting relative deformations $\varepsilon_{ctm,u}$. The maximum value of the bending moment at which the equilibrium conditions (1) are met in the cross section with a crack corresponds to the strength of the reinforced concrete element.

Calculation of the stiffness of the section along the length of the reinforced concrete element with cracks is carried out taking into account the work of tensioned concrete as the average value of the sum of the stiffnesses of the elementary areas of concrete and reinforcement along the boundaries of the section:

$$(EI)_j = \frac{[\sum_{i=1}^n E_{(c,s)i} A_{(c,s)i} (y_0 - y_{(c,s)i})^2]_j + [\sum_{i=1}^n E_{(c,s)i} A_{(c,s)i} (y_0 - y_{(c,s)i})^2]_{j+1}}{2}. \quad (2)$$

Block design model of a reinforced concrete element. Describes the parameters of the stress-strain state of reinforced concrete between cracks [9-13]. The initial data, in addition to the characteristics of concrete and reinforcement, are stresses (relative deformations) in reinforcement in a cross section with a crack.

The main prerequisites for the model for a bending element are [14]: reinforced concrete element - a set of reinforced concrete blocks separated in the tension zone by normal cracks and interconnected by concrete of the compressed zone and tension reinforcement; reinforcement and concrete of the tensile zone work together in accordance with the relations of adhesion [1, 14], which establishes the dependence of shear stresses over the contact area of the diameter of \emptyset reinforcement with concrete on their mutual shear (s); stresses in the concrete of the tension zone are distributed uniformly over the effective area $A_{c,eff}$.

The distribution of relative strains of tensile concrete and reinforcement along the length of the block is described by the following system of equations (solved by successive approximations of the finite difference method (Figure 1)):

$$\left\{ \frac{d}{dx} s = \varepsilon_s(\sigma_s) - \varepsilon_c \left(\frac{N - \sigma_s A_s}{A_{c,eff}} \right) \frac{d}{dx} \sigma_s = \frac{4}{\emptyset} \cdot \tau(s) \right. \quad (3)$$

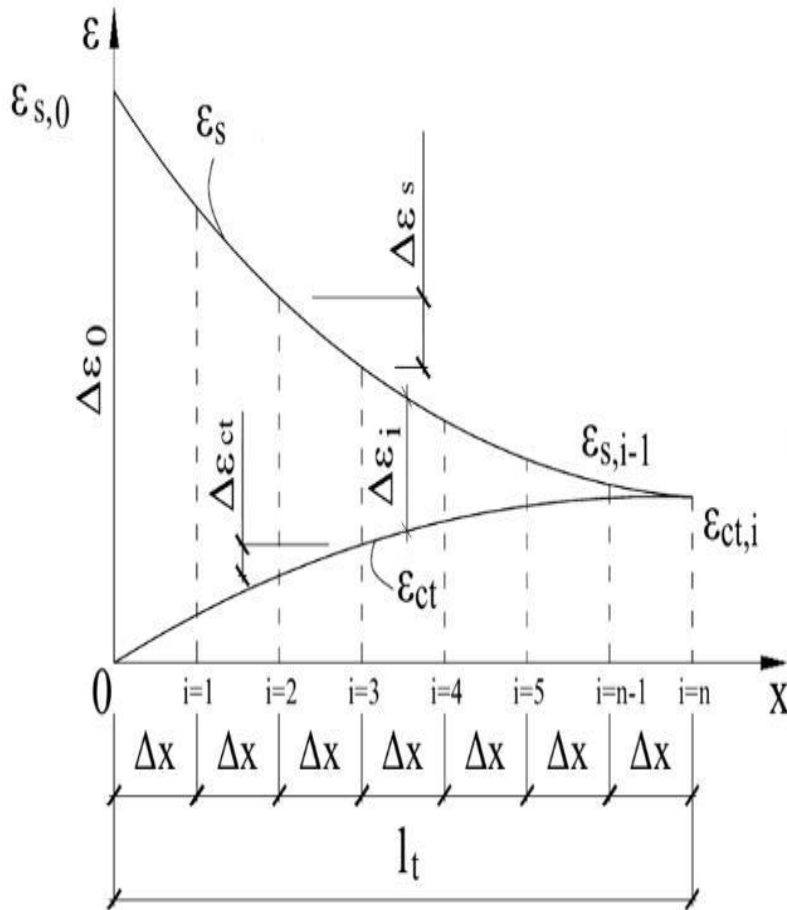


Figure 1. Distribution of relative deformations of concrete and reinforcement in a reinforced concrete block from the crack side

Two stages of cracking are considered in operation under the load of a bent reinforced concrete element [14]: the first stage is transient cracking, when, with an increase in the bending moment along the length of the reinforced concrete element, new cracks appear; the second is steady-state cracking, when the number of cracks practically does not increase (there is a redistribution of forces between reinforcement and concrete along the length of the reinforced concrete block in accordance with mutual shifts due to loss of adhesion).

At the first stage of cracking in a reinforced concrete block, the relative deformations of concrete do not exceed the values of the ultimate tensile strength of concrete, i.e. shear zones (redistribution) from the side of two adjacent fractures do not overlap (Fig. 2, a). With an increase in the bending moment, the relative deformations of concrete at the level of the center of gravity of the reinforcement in the zone of joint deformation reach the values $\varepsilon_{ctm,u}$, new cracks divided reinforced concrete block into smaller reinforced concrete blocks.

At the second stage of cracking along the entire length of the reinforced concrete block, the relative deformations of concrete at the level of the center of gravity of the reinforcement $\varepsilon_{ctm} \leq \varepsilon_{ctm,u}$, i.e. redistribution zones of two adjacent fractures overlap (Figure 2, b). With an increase in the bending moment from the external load, mutual shifts of the reinforcement and concrete occur (which manifests itself in the opening of cracks) and the redistribution of forces from concrete to reinforcement.

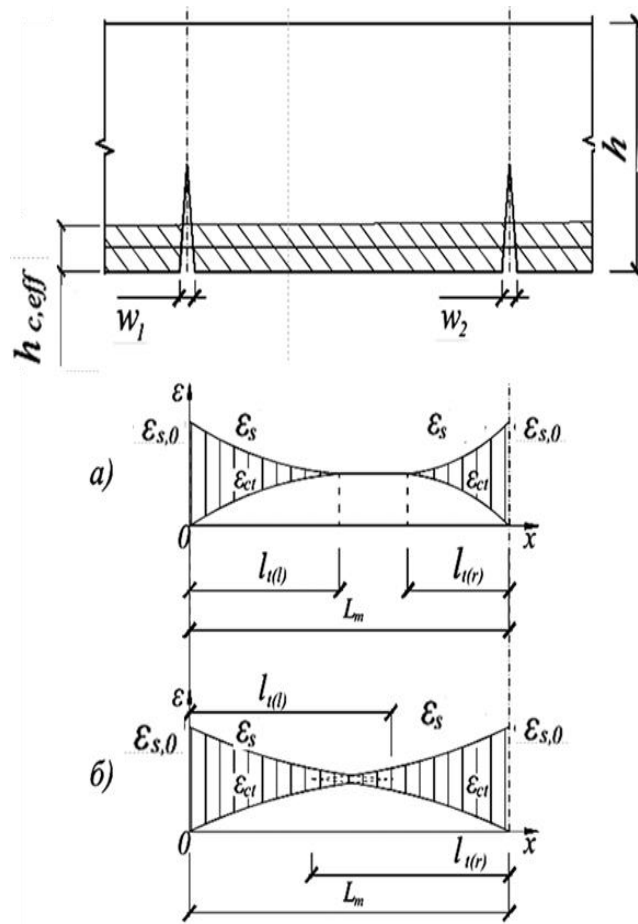


Figure 2. - Distribution of relative deformations of concrete and reinforcement along the length of the reinforced concrete block: a - at the first stage of cracking; b - at the second stage of cracking

The opening width of a crack is calculated as the sum of mutual displacements $s(x)$ of reinforcement and tensile concrete in adjacent reinforced concrete blocks along the length of redistribution zones l_r to the left (l) and to the right (r) of the crack edges:

$$w = \int_{-l_t(l)}^{l_t(r)} s(x) dx = \int_{-l_t(l)}^{l_t(r)} [\varepsilon_s(x) - \varepsilon_{ct}(x)] dx . \quad (4)$$

Finite element method for analysis of internal forces. To calculate internal forces and deformations from the action of external loads in bending beam structures, bar finite elements are used. The stress-strain state of a reinforced concrete structure is determined by the equation of the finite element method for calculating displacements:

$$\{\delta\} = [K]^{-1}\{F\}, \quad (5)$$

where $\{\delta\}$ is the displacement vector; $\{F\}$ - external load vector; $[K]$ is the global stiffness matrix of the system.

The vector of internal forces of a single finite element is determined by the product of the local stiffness matrix and the displacement vector of the nodes of the finite element. The constructed finite element model is subjected to adaptive discretization. The elements of the model are adjusted to the analytical estimates of the reinforcement slip zones determined using the reinforced concrete block model. Based on the condition of smallness of the finite elements, the stiffness characteristics of the element (a section of a bent continuous beam) are considered as averaged over its length (2).

Having calculated, according to the block model, additional relative deformations (stresses) in the reinforcement along the length of its shear section in the concrete of the tension zone, taking into account, according to the deformation model, the new equilibrium state of any cross section (including the section with a crack), the correspondence of the distribution of relative deformations of concrete and reinforcement by the height of sections to the hypothesis of flat sections. Thus, the work of tensile reinforced concrete with cracks in the deformation model of the cross section with a crack is modeled without applying the coefficient ψ_s . Having determined, according to the deformation model, the distribution of stiffness along the length of a statically indeterminate (continuous) bending structure, by the methods of structural mechanics (finite element method), the distribution of internal forces (bending moments) and deformations (deflections) along its length is calculated. The algorithm for calculating the parameters of the stress-strain state of a continuous bending structure under the action of a load with the simulation of an equivalent equilibrium state of the cross section during the formation of a crack is shown in Figure 3.

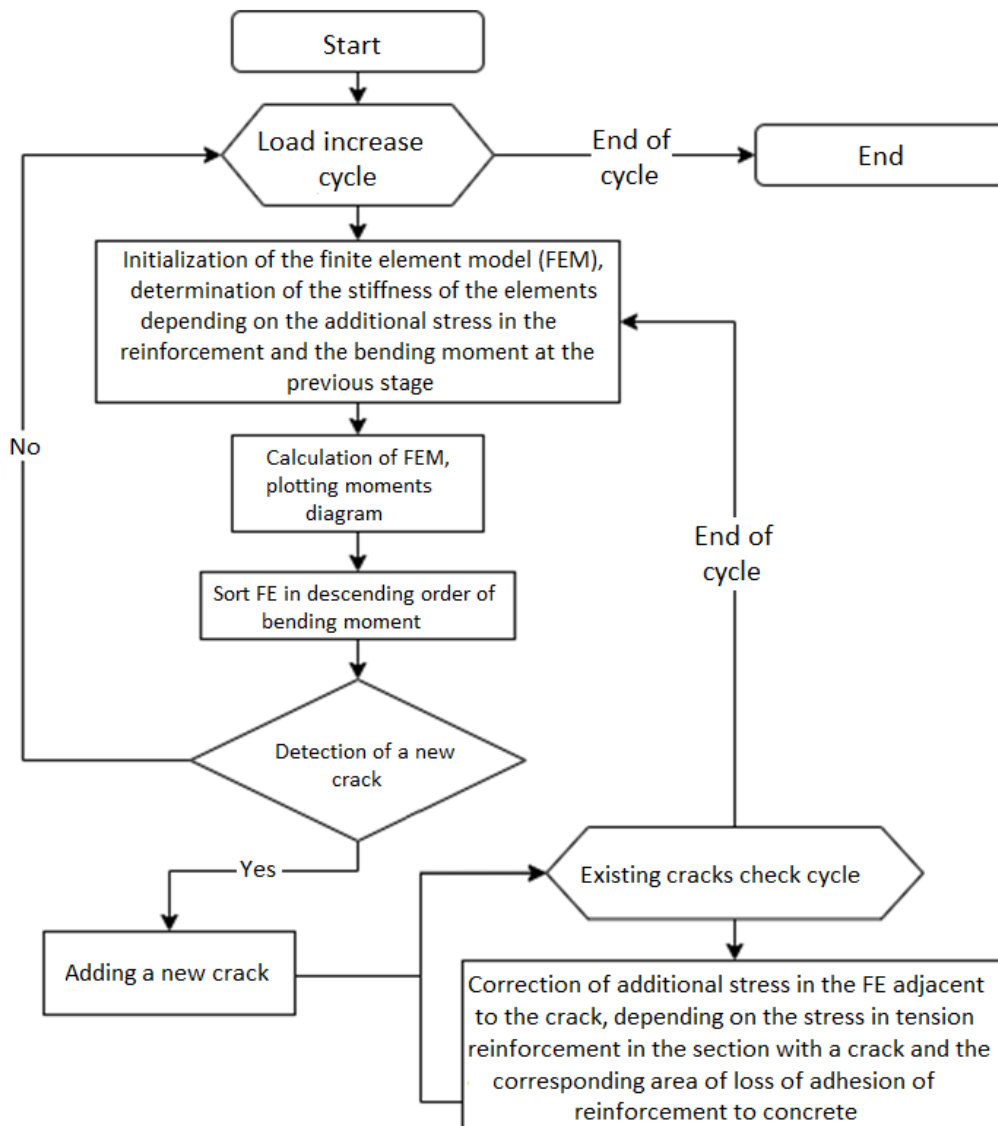


Figure 3. Algorithm for calculating the parameters of the stress-strain state of a continuous bending structure

Comparison of analysis results and experimental data. As experimental data for comparison with the analytical calculation results, a continuous two-span reinforced concrete beam hinged on the extreme supports with a distance between the axes of the supports of 1800 mm and a cross section of 120x190 mm, loaded with concentrated forces in thirds of the spans, was taken as experimental data [15]. The width of the steel plates of the beam supports is 100mm. The beam is symmetrically reinforced in the upper and lower zones with longitudinal bar reinforcement (2ø12 mm each, $A_s=A_{s1}=226.19 \text{ mm}^2$ with a yield strength of 528.7 MPa, the ultimate strength of 592.8 MPa and an elongation at break of 7.6%. Distance from the upper and lower faces of beams to the center of gravity of the cross section of the reinforcement is 25mm. The compressive strength of concrete $f_{cm} = 32.6\text{MPa}$, the initial modulus of elasticity in compression is 31.38GPa, the tensile strength of concrete $f_{ctm} = 2.53\text{MPa}$. The concrete of the beam is made on portland cement without additives with granite crushed stone 5...20mm.

The diagram of deformation of the longitudinal bar reinforcement of the beam in tension and compression is assumed to be bilinear with the limitation of relative deformations by elongation at break.

The diagram of concrete deformation under compression is taken as a curved branch with a descending branch, without limiting its length in terms of deformations in order to obtain a complete redistribution of forces between the zones in the span and on the support of a statically indeterminate beam. To obtain a complete nonlinear diagram of concrete deformation of a bent structure in tension during bending, we calculate the tensile strength of concrete according to [3] in bending $f_{ctm,fl}$ and the initial modulus of elasticity in tension E_{ct} according to [16-18], relative deformations $\varepsilon_{ctm,1}$ at the peak point of the diagram deformation and ultimate tensile strength of concrete $\varepsilon_{ctm,u}$:

$$f_{ctm,fl} = f_{ctm} \cdot \left[1,6 - \frac{h}{1000}\right], \quad (6)$$

$$E_{ct} = \frac{10^7 \cdot f_{ctm}}{750 + 81,55 \cdot f_{ctm}}, \quad (7)$$

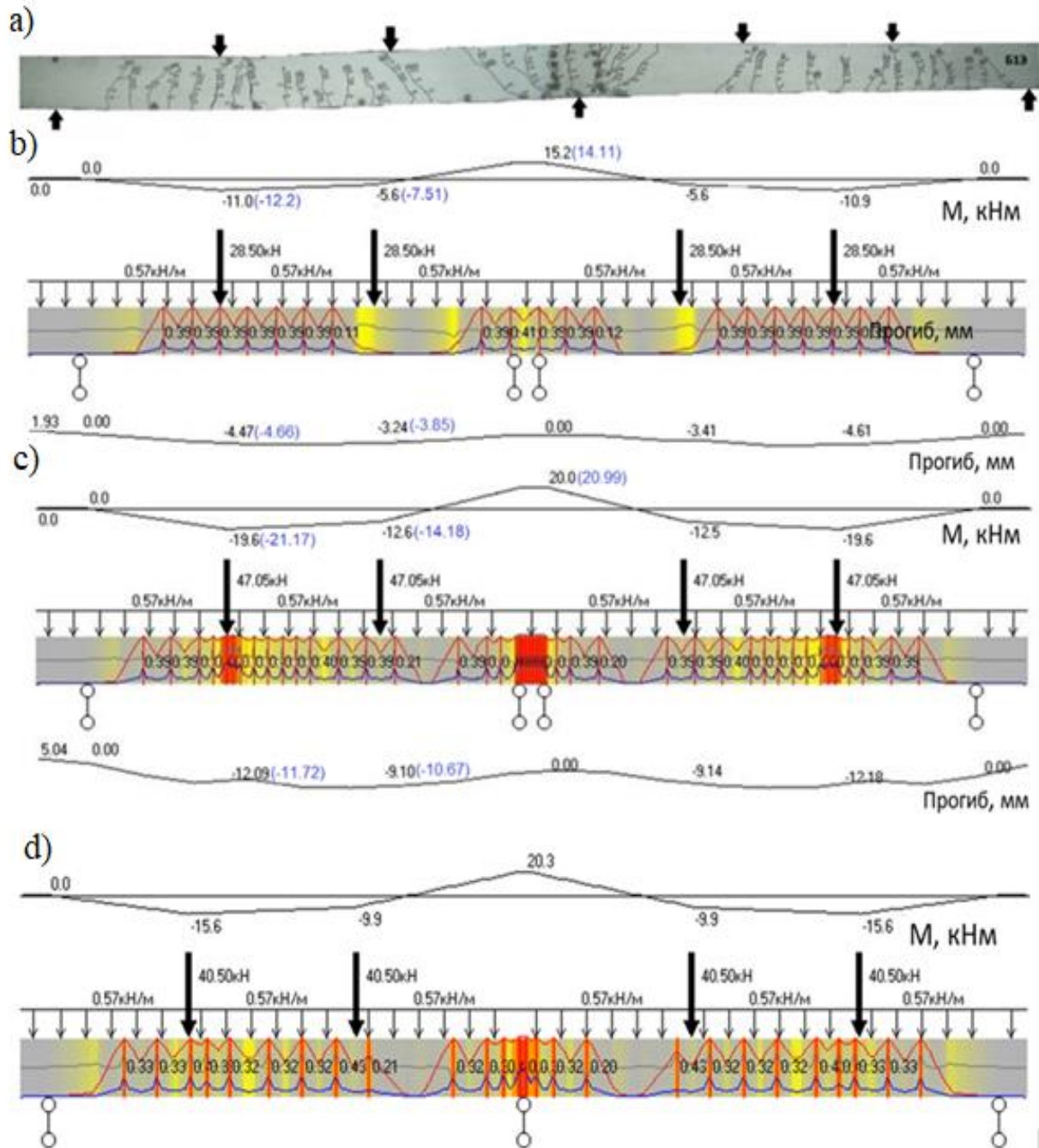
$$\varepsilon_{ctm,1} = \frac{2 \cdot f_{ctm}}{E_{ct}}, \quad (8)$$

$$\varepsilon_{ctm,u} = \frac{K \cdot \varepsilon_{ctm,1}}{2}, \quad (9)$$

$$K = 6,4 + 0,1223 \cdot f_{cm}. \quad (10)$$

The calculation results for the concrete of the considered continuous beam are as follows: $f_{ctm,fl}=3,57\text{MPa}$; $E_{ct}=26,46\text{GPa}$; $\varepsilon_{ctm,1}=19,1 \cdot 10^{-5}$; $\varepsilon_{ctm,u}=1 \cdot 10^{-3}$.

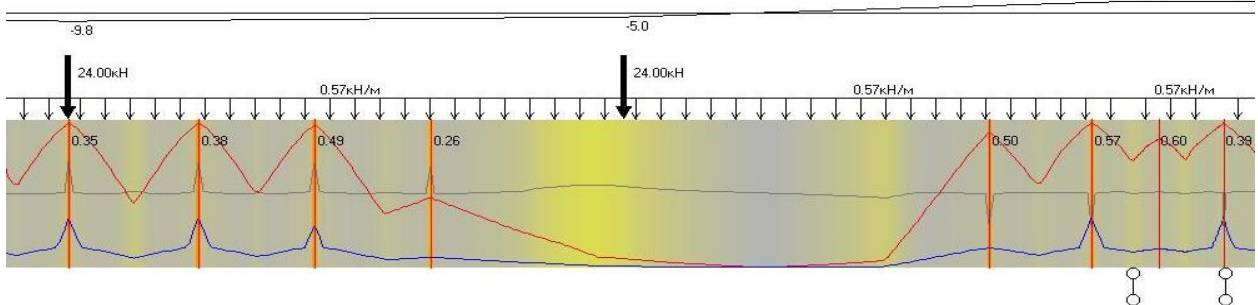
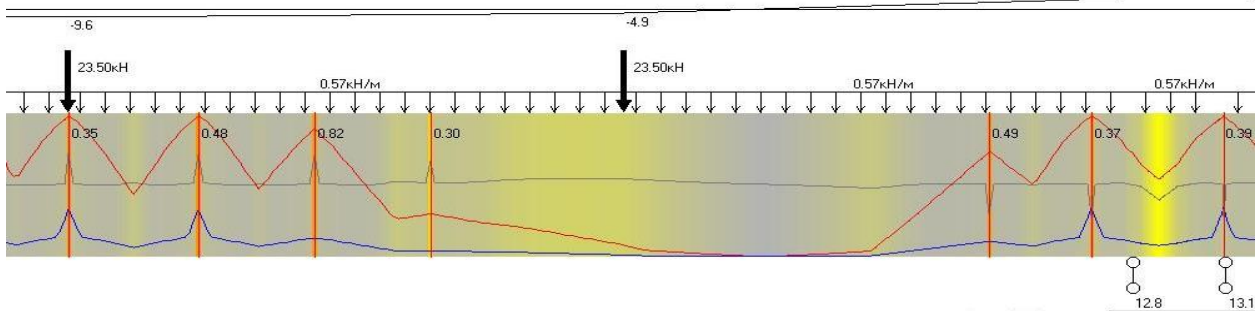
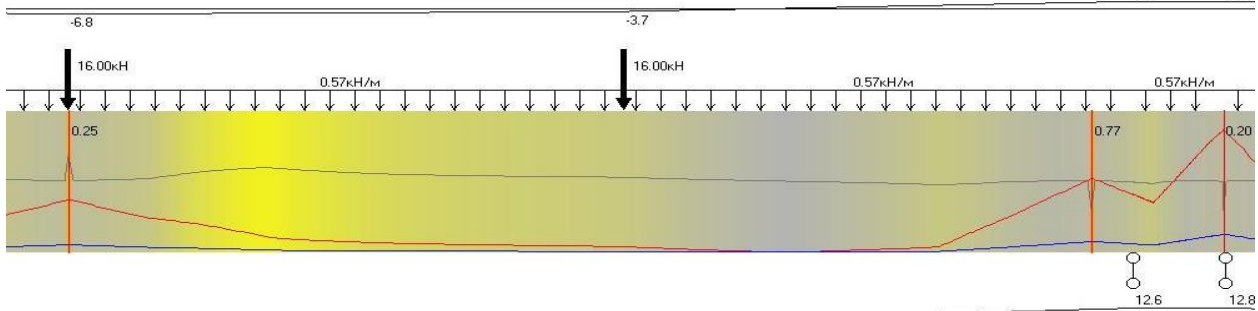
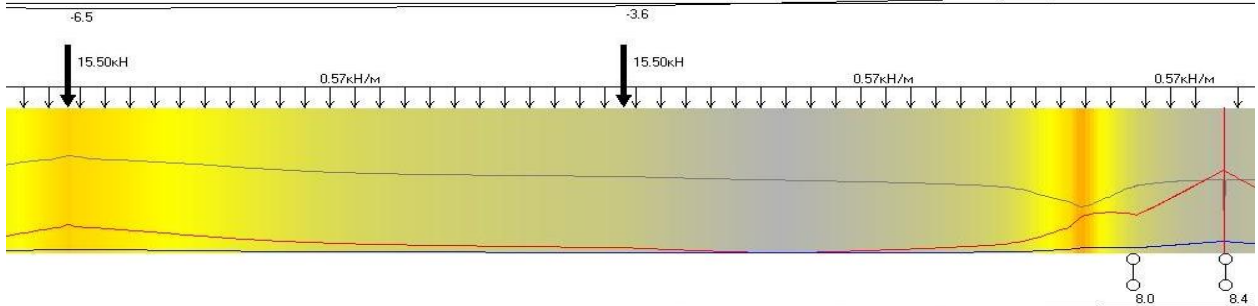
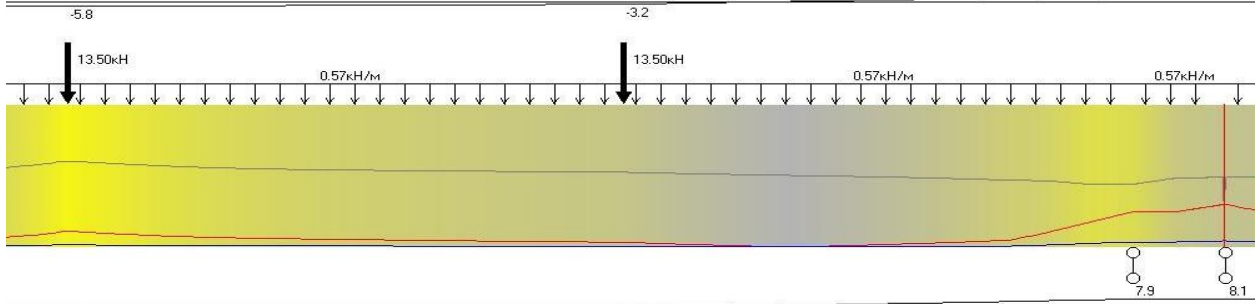
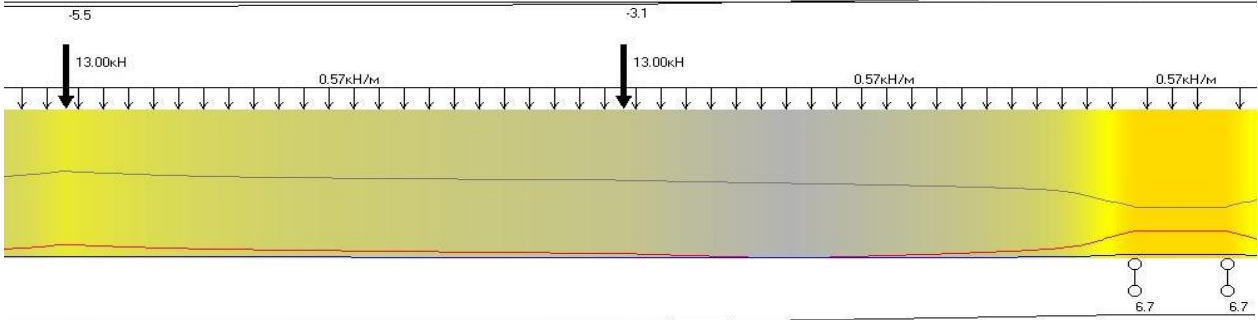
Figure 4 shows: a general view of the beam after destruction; diagrams of calculated and experimental bending moments under a load corresponding to the bearing capacity of the beam; calculation model of the beam before destruction.



a) general view after destruction; beam modeling result: b) and c) respectively at the characteristic value of the load (28.5 kN) and before failure (47.05 kN); d) before failure (40.5 kN) with point support on the middle support: plots of design (experimental) bending moments (numbers in kNm), calculation model of the beam with crack locations and width of their opening (vertical lines and numbers in mm), distribution of relative deformations (blue line) and stresses (red line) in the reinforcement, as well as the position of the neutral line (gray line), deflections of the reinforcement beam, as well as the position of the neutral line (gray line)

Figure 4. Experimental continuous reinforced concrete beam

The proposed model makes it possible to obtain the distribution of all parameters of the stress-strain state along the length of a continuous beam at any stage of loading (Figure 5).



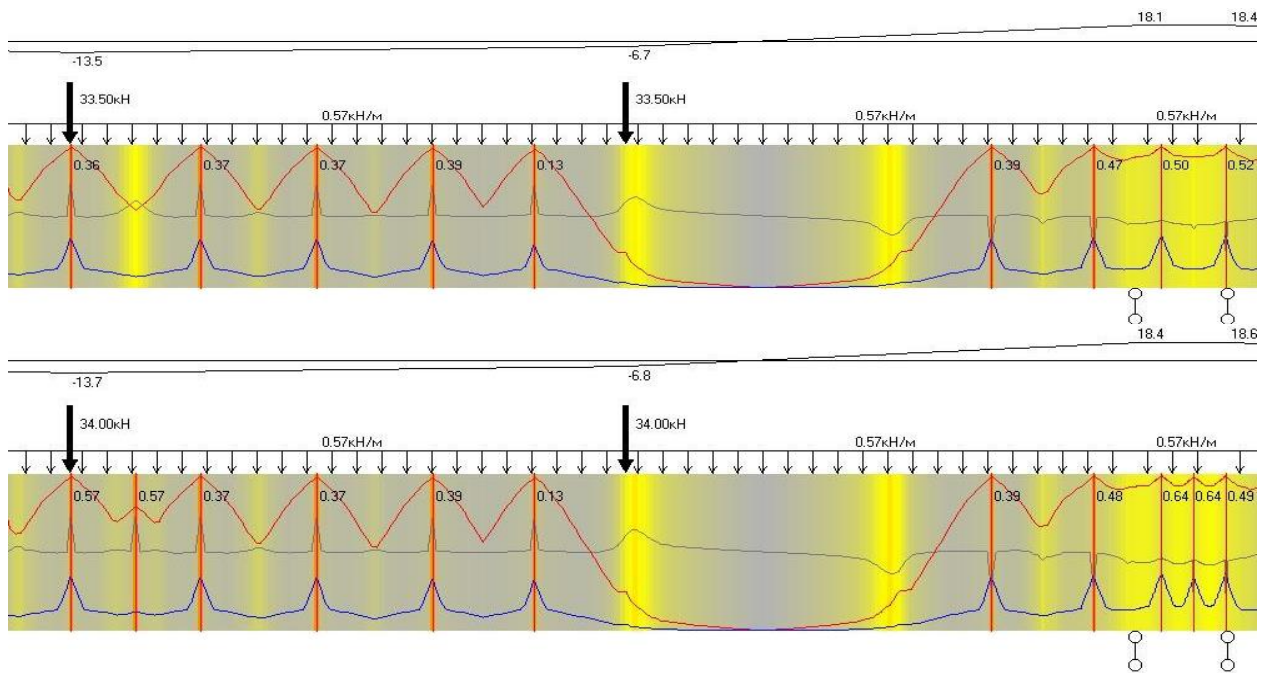


Figure 5. A fragment of the design model of a continuous reinforced concrete beam with critical cracks and their opening width (vertical lines and numbers in mm), plots of experimental and calculated bending moments (figures in kNm), distribution of relative deformations (blue line) and stresses (red line), as well as the position of the neutral line (gray line)

Table 1 shows a comparison of the experimental and calculated (according to the proposed analytical model) parameters for a continuous reinforced concrete beam with the above-mentioned initial data. The maximum value of the experimental and calculated deflection, as well as the crack opening width of a continuous beam, was determined at a load of 28.5 kN, corresponding to its characteristic value.

Table 1. Comparison of experimental and calculated parameters of a continuous reinforced concrete beam.

Parameter	Exp. value	Calc. value	The ratio of the experimental value to the calculated
Bending moment at crack formation, kNm	5,92	6,6	0,89
Concentrated force at destruction, kN	46,95	47,05	0,99
The maximum value of the deflection in the span at 28.5 kN, mm	4,66	4,61	1,01
Maximum width of opening of cracks in the span at 28.5 kN, mm	0,33	0,39	0,82
Maximum width of opening of cracks on the support at 28.5 kN, mm	0,35	0,41	0,85

Comparison of the main parameters of a continuous reinforced concrete beam: bending moment of crack formation; opening of cracks after their appearance; deflections; concentrated efforts corresponding to the bearing capacity (strength) indicates their satisfactory convergence.

In the limit state (before failure) near the cross sections with critical cracks (with maximum bending moments on the continuous support and in the span), there is a sharp

increase in the relative strains in the tensile reinforcement and a close to uniform distribution of stresses in the reinforcement along the length of the beam due to decoupling from concrete (Figure 6). This increase in deformations of tensile reinforcement in cross section with a critical crack increases the width of its opening. At the same time, in neighboring cross sections with cracks, there is a sharp decrease in the height of the compressed zone at almost the same stresses in the tensile reinforcement as in the critical crack.

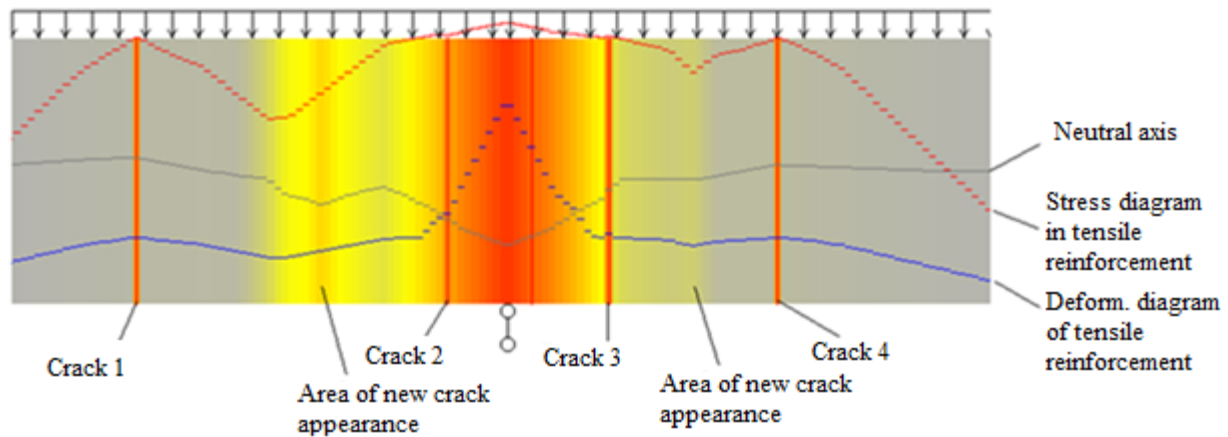


Figure 6. A fragment of the calculation model of the beam at the intermediate support in the limit state with cracks (vertical lines), the distribution of relative deformations (blue line) and stresses (red line) in the reinforcement, as well as the position of the neutral line (gray line)

Conclusion. Using the experimental example of a continuous two-span reinforced concrete beam, the possibility of methodically combining the deformational and block models together with the finite element method to calculate the parameters of a reinforced concrete structure at any stage of its operation is demonstrated.

A feature of the proposed model of a statically indeterminate reinforced concrete beam with an increase in external load is the asymmetric values of the calculated parameters in two spans due to a significant loading step. When a crack appears in one cross section in one of the spans of the beam, the stiffness and, accordingly, the forces are redistributed, which cease to be symmetrical at the next step of increasing the load.

In addition, the calculation scheme is sensitive to details (modeling of beam support areas, width of the concentrated load transfer zone, dimensional accuracy). For example, in the limit state for the same beam with a support model on the platform, 100 mm wide (Figure 4, c) and a model with an idealized point support (Figure 4, d), the limit value of the load differs by more than 10%.

Simulation of the work of a statically indeterminate structure shows that with an increase in the load in the beam, there is a constant process of redistribution of forces, while when a new crack appears at the support, the bending moment “creeps” into the span, when a crack appears in the span, the bending moment “flows” to the support. “Swings” occur, the more cracks, the more actively, but with smaller amplitudes, the buildup occurs. Each new crack unloads the adjacent areas due to the slippage of reinforcement in concrete and a decrease in stiffness and, as a result, due to the “leakage” of the bending moment. This leads to a decrease in the opening of cracks in the sections of the beam, unloaded by the bending moment. The redistribution of efforts goes in

competing directions, this process is not directed in one direction (from support to span or vice versa).

Simulation of the process of cracking of a statically indeterminate structure showed that the area of cracking is much wider than a point hinge on a continuous support in models of statically indeterminate reinforced concrete structures.

References

1. CEB-FIB Model Code for Concrete Structures/-2010.
2. SP 63.13330.2018. "SNiP 52-01-2003. Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions. - Moscow. - 2018. - 143 p.
3. SP 5.03.01-2020. Concrete and reinforced concrete structures.-Minsk.-2020.-236 p.
4. Murashev V.I. Crack resistance, stiffness and strength of reinforced concrete. - M.: Mashstroyizdat, 1950. - 268 p.
5. Karpenko S.N. Incremental Models of Reinforced Concrete Deformation and Methods of Structural Calculation.- Abstract of the thesis... Doctor of Technical Sciences.- Moscow.-Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Building Sciences.- 48s.
6. Nemirovsky A.M. Investigation of the stress-strain state of reinforced concrete elements, taking into account the work of tensile concrete over cracks and revision on this basis of the theory of calculating deformations and crack opening // Strength and rigidity of reinforced concrete structures: Sat. Proceedings / Ed. A.A. Gvozdev. - M.: Stroyizdat, 1968. - S. 152-173.
7. Lazovsky D.N. Strengthening of reinforced concrete structures of operated building structures. - Novopolotsk: Polotsk State Publishing House. un-ta.-1998.-240 p.
8. Methodological guide: Statically indeterminate reinforced concrete structures. Diagrammatic methods of automated calculation and design. - Moscow: Ministry of Construction and Housing and Communal Services of the Russian Federation. - 2017. - 197 p.
9. Westergaard H.M. Computation of Stresses in Bridge Slabs Due to Wheel Loads.- Public Roads.- Vol.11, No. 1, March.- 1930.-P 1-23.
10. Vasiliev P.I. Opening of seams and cracks in massive concrete structures /P.I.Vasilyev, E.N.Peresyepkin// Annotations completed in 1967. research work on hydraulic engineering.-Leningrad: Energy.-1968.-S. 292-294.
11. Pochinok Yu.V. Block deformation model in the calculations of reinforced concrete rod bending elements with cracks.- Diss.... cand. tech.sci.- Rostov-on-Don.-2004.-241 p.
12. Croce P., Formichi P. Numerical Simulation of the Behavior of Cracked Reinforced Concrete Members.- Materials Sciences and Applications.- 2014.-№5.-P. 883-894.
13. Lowes L.N., Moehle J.P., Govindjee S. Concrete-Steel Bond Model for Use in Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures.- ACI Structural Journal.- July-August, 2004.- P. 501-511.
14. Lazovsky A.D. Resistance to bending of reinforced concrete multi-hollow floor slabs of formless molding as part of the platform joints of buildings.- Diss.... cand. tech.sci.- Novopolotsk.-2017.-152 p.
15. Gil A.I. Results of experimental studies of the bending resistance of statically indeterminate reinforced concrete beams with combined reinforcement of the tension zone of

the support section. Vestn. Polots. state university Ser. F, Str. Applied Science. - 2021. - No. 16. - P. 58–64.

16. Bortolotti L. First Cracking Load of Concrete Subjected to Direct Tension //ACI Materials Journal. -1991.- V.88, No.1.-P.70-73.

17. Kolleger J. Comparison of Fixed and Rotating Crack Models in the Analysis of Panels, Plates and Shells Subjected to Shear // Proceedings Symposium jn Concrete Shear in Earthquake, Houston.- P 216-225.

18. Tour V.V. Strength and deformation of concrete in structural calculations / V.V. Tour, N.A. Cancer / Monograph.-Brest; Publishing house BSTU.-2003.-252 p.

UDC 624.012.45

SIMULATION OF BENDING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WITH CRACKS

D. Lazouski¹, D. Glukhov², Y. Lazouski³

¹ *Doct. of techn. sciences., professor, professor of the department of Building Structures of Polotsk State University, Novopolotsk, Belarus, e-mail: d.lazovski@psu.by*

² *Cand., of techn. sciences, associate professor, senior developer "Softclub" LTD, Minsk, Belarus, e-mail: dzmitry.hlukhau@outlook.com*

³ *Cand., of techn. sciences, associate professor, head of the department of Building Structures of Polotsk State University, Novopolotsk, Belarus, e-mail: y.lazouski@gmail.com*

Abstract

On the basis of deformational design analytical model of the cross section and block model of reinforced concrete element, a new analytical model is proposed by the authors. This model takes into account the work of tensioned concrete between cracks by applying additional stress in the reinforcement (steel bars) due to the difference in relative deformations between the tension reinforcement and concrete during the formation of a crack.

The developed model of analysis of reinforced concrete with cracks makes it possible to obtain the parameters of stress-strain state of the element in any cross-section along the length under the action of a bending moment and a longitudinal force.

Key words: reinforced concrete, crack, analytical model, deformational model, block model.

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА С ТРЕЩИНАМИ ПРИ ИЗГИБЕ

Д.Н. Лазовский, Д.О. Глухов, Е.Д. Лазовский

Реферат

На основе расчетной деформационной аналитической модели поперечного сечения и блочной модели железобетонного элемента с трещинами авторами предложена новая расчетная модель. Эта модель учитывает работу растянутого бетона

между трещинами за счет приложения дополнительных напряжений в арматуре (стальных стержнях), возникающих за счет разницы относительных деформаций между растянутой арматурой и бетоном в сечении с трещиной при образовании трещины. Разработанная модель расчета железобетона с трещинами позволяет получить параметры напряженно-деформированного состояния элемента в любом поперечном сечении по длине элемента под действием изгибающего момента и продольной силы.

Ключевые слова: Железобетон, трещина, расчетная модель, деформационная модель, блочная модель.

Introduction. In a bent reinforced concrete element, before the appearance of cracks in concrete, tensile strength is perceived by concrete and longitudinal reinforcement. The relative deformations of tensioned concrete and reinforcement due to the adhesion between them are equal to each other. With an increase in the load in the zone of maximum bending moments in the most weakened areas (due to the heterogeneity of the concrete structure and partially reinforcement), the tensile relative deformations in concrete approach the limit values and cracks appear. In the section with a crack and near it, the adhesion is broken, the tensile forces are perceived only by the reinforcement. After the formation of a crack, stresses (relative deformations) at the edges of a crack in concrete become equal to zero, and a difference in the relative deformations of concrete and reinforcement $\Delta\varepsilon$ arises. In accordance with the relations of adhesion [1, 2], this difference in deformations at a distance L from the crack decreases to zero or to the region where the relative deformations in concrete reach the limiting values for tension (Figure 1). If the shear section of the reinforcement and concrete of the tension zone is divided into a number of elementary fragments, then on each i -th fragment of the shear section, the difference in relative deformations is $\Delta\varepsilon_i$, which determines the additional stress $\Delta\sigma_i$ in the reinforcement. The amount of additional stress varies along the length of the stretched concrete block depending on its value in the cross section with a crack and the value of the mutual shear of reinforcement and concrete.

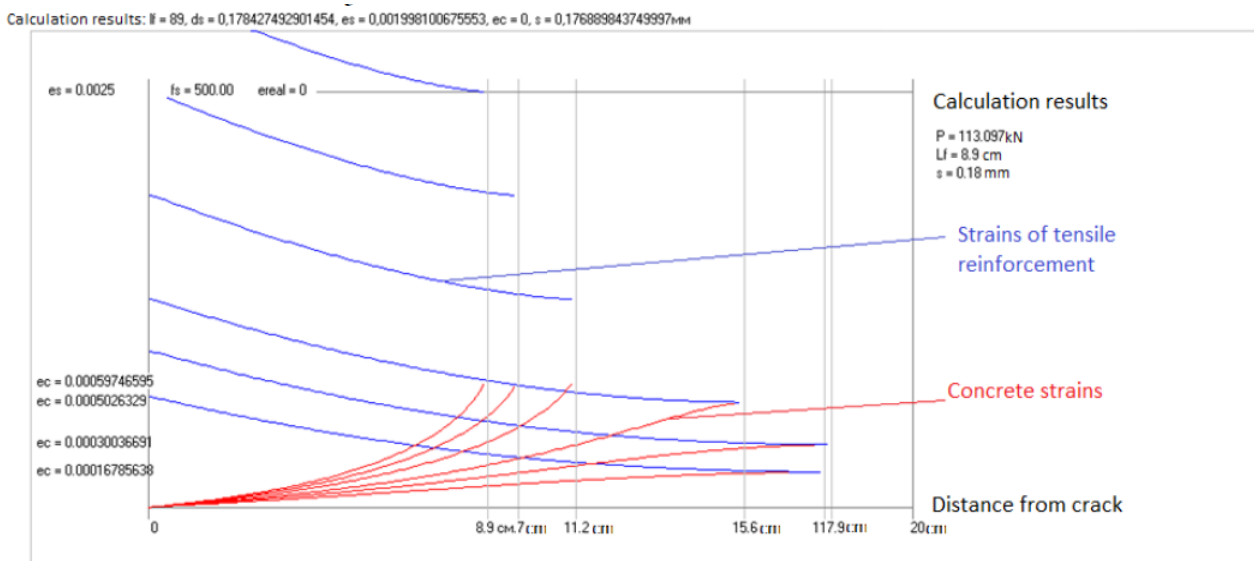


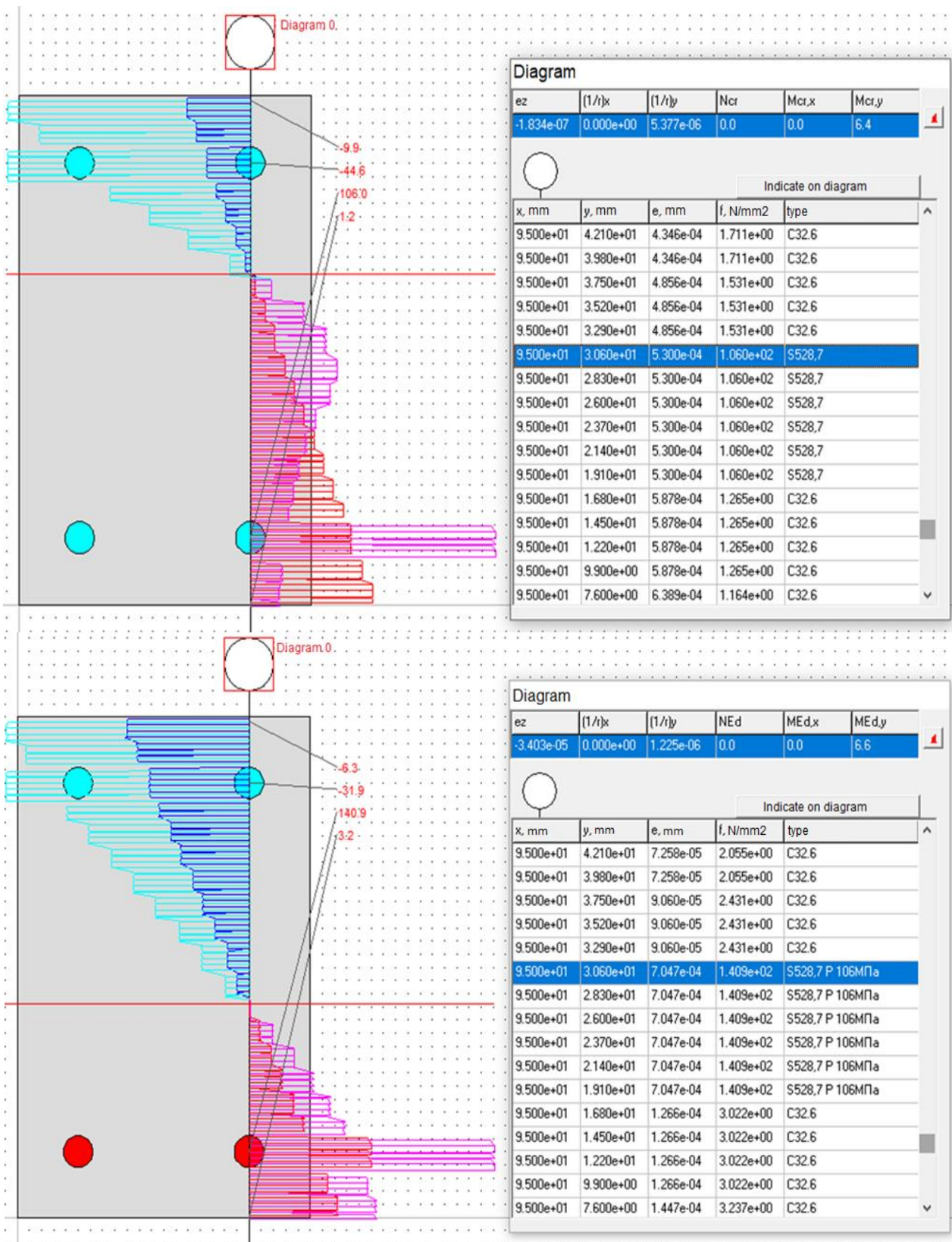
Figure 1. Change in relative strains in tension reinforcement and concrete depending on the distance from the crack at the corresponding stress values in tension reinforcement in a cross section with a crack

Simulation of the stress-strain state of reinforced concrete after the formation of cracks. Additional stress in the reinforcement, due to the resulting difference in relative deformations between the tension reinforcement and concrete, leads to a new equilibrium state of the cross section under load. In [3], this phenomenon is called the "additional state". The increase in stresses in the tensile reinforcement after the compression in concrete is extinguished (immediately after the appearance of a crack) is due to the transfer of additional force to the reinforcement from the cracked concrete [4].

In the deformation model, the effect of additional stress in the reinforcement is proposed to be taken into account by setting the corresponding additional stress (relative deformations) to the reinforcing bars (similar to modeling the prestress of the reinforcement) and analyzing the state of the cross section at the previous moment of cracking (Figure 2). An important effect in non-cracked cross-sections with additional stress in tensile reinforcement is an increase in the bending moment of cracking with increasing load (Figure 3) and, accordingly, an increase in the bending stiffness of areas adjacent to the crack (Figure 4).

Let us consider the stress-strain state of cross sections with a crack and along the length of a concrete block between cracks. Figure 5a shows the distribution of relative strains and stresses in the cross section where crack may appear at the second stage of crack formation (the appearance of cracks in a concrete block between adjacent cracks). The crack appears in the tension block in the cross section between the already existing cracks, where the additional stress as a result of the mutual shear of the reinforcement and the tension concrete is not equal to zero. For example, the additional stress in the reinforcement from the nearest crack is 130 MPa, which corresponds to the bending moment before cracking 10.6 kNm and the total stress in the reinforcement $120.4+130=250.4$ MPa. Further, with an increase in load at a bending moment of 10.8 kNm, a secondary crack appears, the stresses in the reinforcement in this cross section increase sharply to $141.8 + 130 = 271.8$ MPa, the neutral axis shifts towards the compressed zone (Figure 5, b).

In the cross section passing along the edge of the crack, stresses of 250.4 MPa in the crack due to mutual shear, due to the loss of adhesion of reinforcement and concrete, become additional stress (similar to the prestressing of reinforcement, before tempering), and the relative deformations in concrete are sharply reduced by the value of elastic deformations to zero stress values. There is no crack in this cross section and is not expected until the bending moment in it is 14.4 kNm (Figure 6). As a result of the redistribution of forces (the reinforcement is deformed together in relaxing concrete), the stress in the reinforcement increased to 306.5 MPa (Figure 3). The increase in stress in the reinforcement by $306.5-250.4=56.1$ MPa occurs as a result of compression (relaxation) of the stretched concrete block after the formation of a crack. The same stress (306.5 MPa) in the cross section with a crack. If we consider this state from the point of view of modeling the operation of tensile concrete by transforming the reinforcement deformation diagram using the coefficient ψ_s , similarly to [5, 6], then for the same relative deformations in the reinforcement, the stress is greater in the section with a crack. This stress value (56.1 MPa) in the reinforcement in the proposed model is taken into account by an increase in the bending moment of cracking (the force was transferred to the reinforcement from cracked tensile concrete and its relaxation to zero stresses).



a) before the formation of the first crack; b) after applying additional force from the mutual shear of concrete and reinforcement (numbers on extension lines are normal stresses in MPa) (blue and red colors show the distribution of relative deformations along the height of the cross section, respectively, in the compressed and tension zones; blue and pink - similarly, normal stress)
Figure 2. Modeling the effect of additional stress in the reinforcement on the equilibrium state of the section of the beam block without a crack

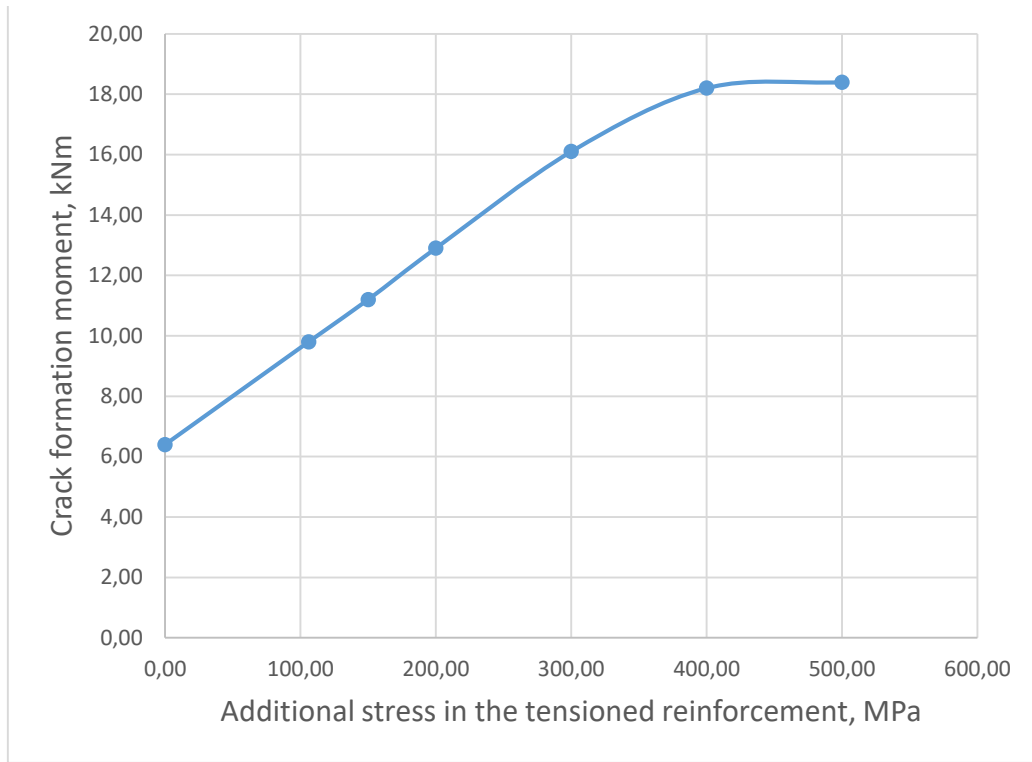


Figure 3. Dependence of the bending moment of crack formation on additional stress in tensile reinforcement

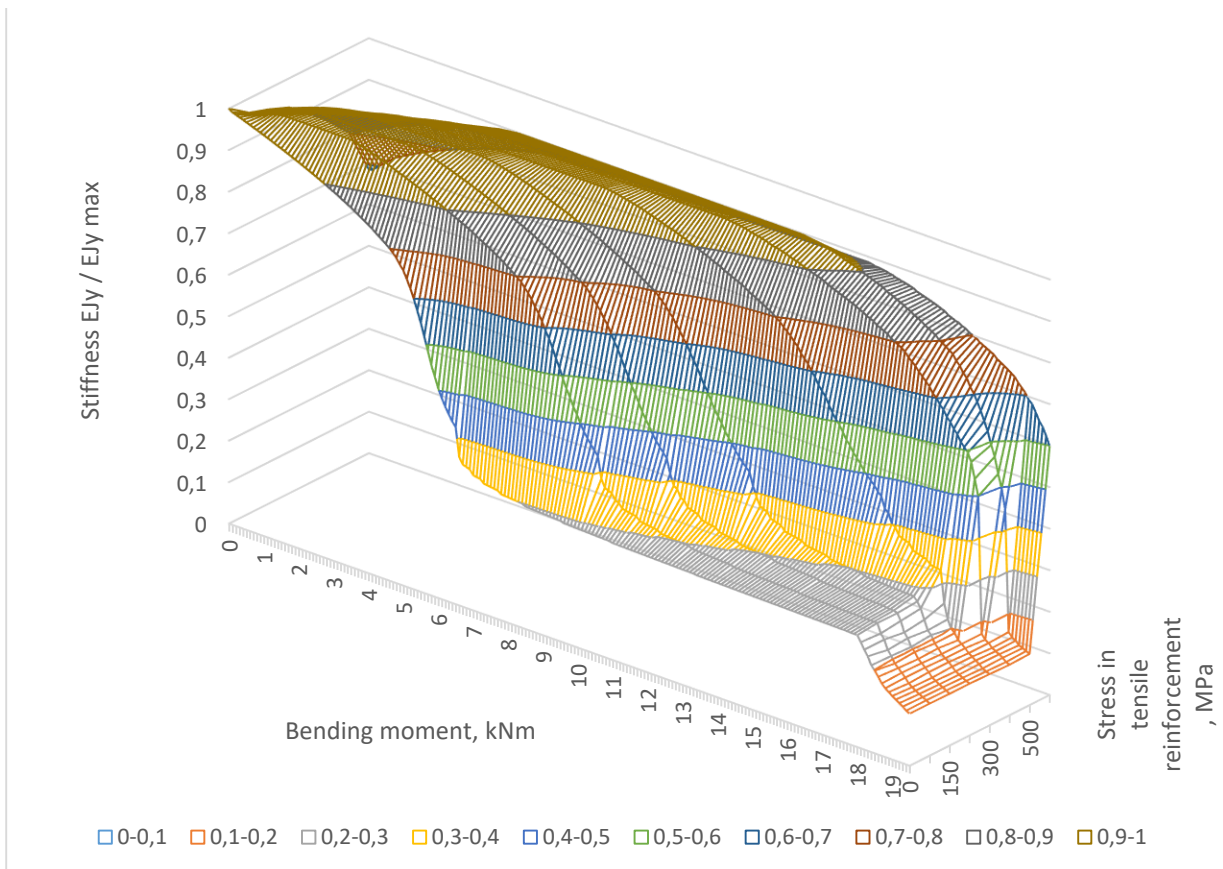
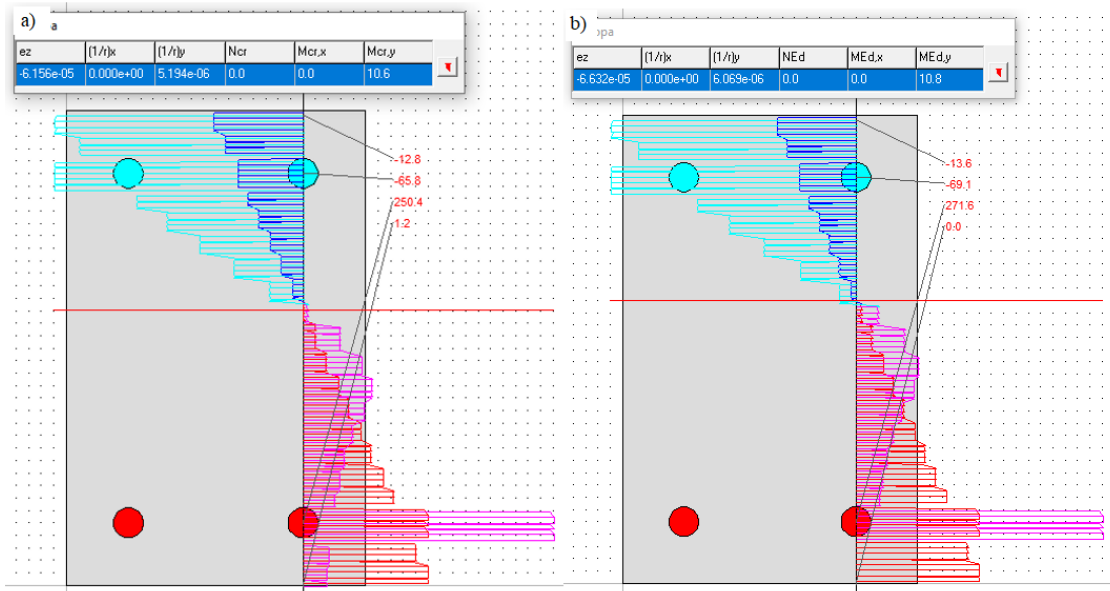
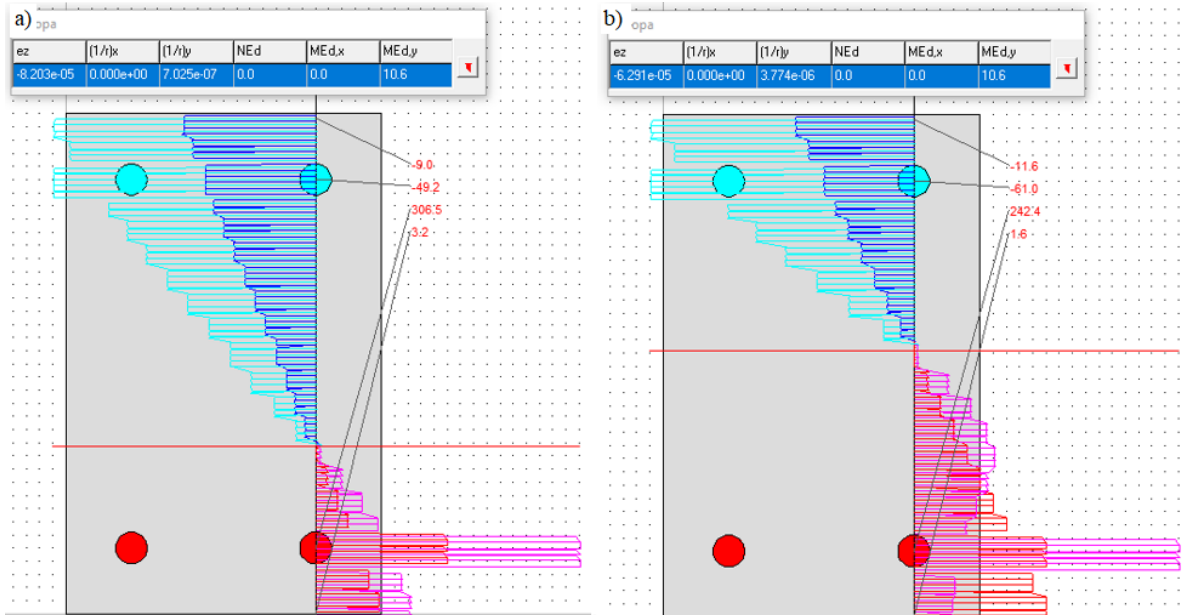


Figure 4. Effect of additional stress in tensile reinforcement in a section with a crack on the change in the flexural stiffness of a finite element



a) - before the formation of a crack in a tensioned block between cracks; b) - after the formation of a crack; (numbers on extension lines are normal stresses in MPa) (blue and red colors show the distribution of relative strains along the height of the cross section, respectively, in the compressed and tension zones; blue and pink, similarly, normal stresses)
Figure 5. Simulation of the stress-strain state in the cross section of a bent element

In the cross section along the length of the concrete block between the cracks, the additional stress of the reinforcement from shear is 150 MPa and the stresses in the reinforcement at the same bending moment of 10.6 kNm are 242.4 MPa in the absence of a crack (Figure 6, b).



a) - along the edge of the crack; b) - along the length of the concrete block between the cracks (numbers on extension lines - normal stresses in MPa) (blue and red colors show the distribution of relative deformations along the height of the cross section, respectively, in the compressed and tension zones; blue and pink - similarly, normal stresses)
Figure 6. Simulation of the stress-strain state of a bent element in cross section

Having calculated, according to the block model, additional relative deformations (stresses) in the reinforcement along the length of its shear section in the concrete of the tension zone (Figure 1), taking into account, according to the deformation model, the new equilibrium state of any cross section (including sections with a crack), the correspondence of the distribution of relative deformations of concrete and reinforcement along the height of the sections to the hypothesis of flat sections is established. Thus, the work of tensile reinforced concrete with cracks in the deformation model of the cross section with a crack is modeled without applying the coefficient ψ_s . Having obtained as a result of the calculation the distribution of stresses in tension reinforcement along the length of a bent reinforced concrete structure with cracks, the very value of the coefficient ψ_s for analyzing the participation of the tension zone of concrete in the work of a bent reinforced concrete element can be calculated as the ratio of the area of the diagram of reinforcement stresses along the length of the block separated by cracks to the area of the trapezoid diagrams with ordinates-stresses in cross sections with cracks at its ends, as it was determined empirically [7, 8].

Having determined, according to the deformation model, the distribution of stiffness along the length of a statically indeterminate (continuous) bending structure, by the methods of structural mechanics (finite element method), the distribution of internal forces (bending moments) and deformations (deflections) along its length is calculated.

Conclusion. On the basis of deformation design models of the cross section and block reinforced concrete element, a model is proposed for taking into account the work of tensioned concrete between cracks by applying additional stress in the reinforcement due to the difference in relative deformations between the tension reinforcement and concrete during the formation of a crack.

The developed model of operation of reinforced concrete with cracks makes it possible to obtain the parameters of its stress-strain state in any cross section along the length under the action of a bending moment and a longitudinal force.

References

1. CEB-FIB Model Code for Concrete Structures/-2010.
2. SP 5.03.01-2020. Concrete and reinforced concrete structures.-Minsk.-2020.-236 p.
3. Kholmyansky M.M. Concrete and reinforced concrete: Deformations and strength. - M.: Stroyizdat, 1997. - S.423-425.
4. Baikov V. N., Sigalov E. E. "Reinforced concrete structures (General course)" Textbook. for universities. - 5th ed., revised. and add., M.: Stroyizdat, 1991. - 767 p.
5. Karpenko S.N. Incremental Models of Reinforced Concrete Deformation and Methods of Structural Calculation.- Abstract of the thesis... Doctor of Technical Sciences.- Moscow.-Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Building Sciences.- 48s.
6. Methodological guide: Statically indeterminate reinforced concrete structures. Diagrammatic methods of automated calculation and design. - Moscow: Ministry of Construction and Housing and Communal Services of the Russian Federation. - 2017. - 197 p.
7. Murashev V.I. Crack resistance, stiffness and strength of reinforced concrete. - M.: Mashstroyizdat, 1950. - 268 p.

8. Nemirovsky A.M. Investigation of the stress-strain state of reinforced concrete elements, taking into account the work of tensile concrete over cracks and revision on this basis of the theory of calculating deformations and crack opening // Strength and rigidity of reinforced concrete structures: Sat. Proceedings / Ed. A.A. Gvozdev. - M.: Stroyizdat, 1968. - S. 152-173.

УДК 624.012.36

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ПЕРЕМЕННОЙ ВЫСОТОЙ СЕЧЕНИЯ

Н.В.Матвеевко¹, В.Н.Малиновский², Е.С.Матвеевко³

*¹ м.т.н., старший научный сотрудник отраслевой лаборатории
«Научно-исследовательский центр инноваций в строительстве»*

*УО «Брестский государственный технический университет»,
Брест, Беларусь, e-mail : nikifarych@yandex.ru*

*² к. т. н., доцент, профессор кафедры строительных конструкций
УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь,*

*³ м.т.н., преподаватель кафедры строительных конструкций
УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь*

Реферат

В элементах криволинейного очертания в местах перелома граней возникают локальные поля напряжений, которые при определенных условиях могут привести к образованию наклонных трещин и разрушению элемента по одной из таких трещин. Несмотря на то, что в современной практике строительства применяется большое количество балок ломаного очертания, методики для учета локальных полей напряжений не существует, а поперечная арматура устанавливается на основании конструктивных требований и опыта применения подобных конструкций.

Ключевые слова: переменная высота сечения, изополя напряжений, железобетонная балка, трещиностойкость, касательные напряжения.

FEATURES OF CALCULATION AND DESIGN OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WITH VARIABLE SECTION HEIGHT

N.V.Matweenko, V.N.Malinovskiy, E.S.Matweenko

Abstract

In the curved elements, in the places of fracture of the faces, local stress fields arise, which, under certain conditions, can lead to the formation of shear cracks and the destruction of the element along one of these cracks. Despite the fact that a large number of corved beams are used in modern construction practice, there is no methodology for taking into account local stress fields, and transverse reinforcement is installed on the basis of design requirements and experience in the use of such structures.

Keywords: variable section height, stress isofields, reinforced concrete beam, crack resistance, shear stresses.

Введение

Начиная с 30 гг. XX в. в практике отечественного и зарубежного строительстве нашли применение железобетонные конструкции криволинейного очертания [1]. Область применения элементов подобного типа обусловлена особенностями их конструктивного решения. Как правило, у элементов ломаного очертания верхняя и нижняя грани не параллельны друг другу и могут быть расположены под углом к горизонту (рисунок 1). При этом они могут иметь от одного до нескольких переломов по длине, что позволяет эффективно использовать подобные элементы в качестве стропильных конструкций (двускатные и односкатные балки покрытия, ригели монолитных рам), а также балок пролетного строения мостовых сооружений.

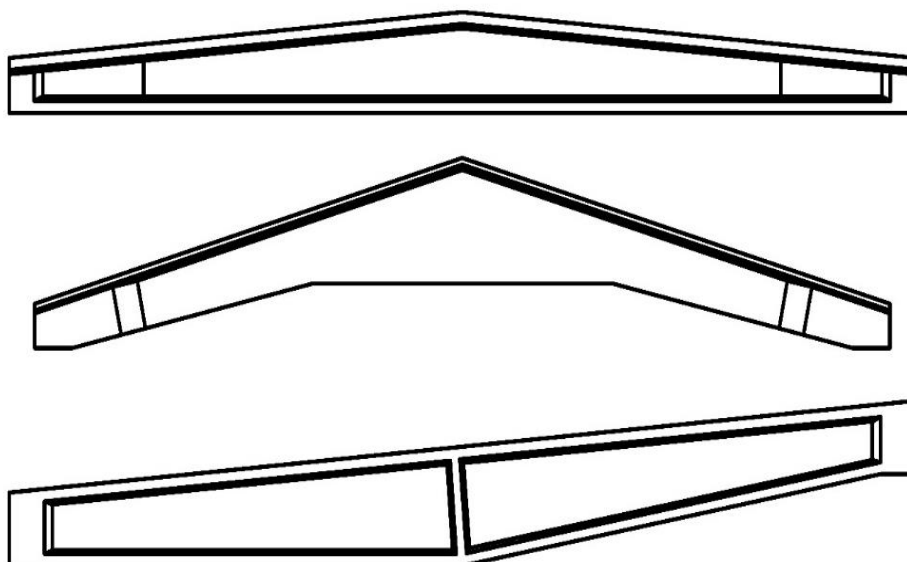


Рисунок 1 – Элементы ломаного очертания

Первоначально балки ломаного очертания применялись без предварительного напряжения [2], но уже к середине XX в. стало очевидным, что применение в подобных элементах напрягаемой арматуры повышает эффективность использования арматуры и технико-экономические показатели конструкции в целом. Наряду с таким очевидным преимуществом балок ломаного очертания как увеличение высоты сечения в местах действия максимального изгибающего момента F . Leonhardt [3] отметил, что в балках криволинейного очертания прямая напрягаемая арматура повторяет траекторию главных растягивающих напряжений. Особенно ярко данный эффект проявляется в многопролетных неразрезных балках. Благодаря этому становится возможным использовать предварительно напряженную арматуру для повышения трещиностойкости не только нормальных, но и наклонных сечений, а также для увеличения сопротивления срезу.

Несмотря на ряд преимуществ элементов ломаного очертания в современной практике строительства данные конструкции применяются редко. Это связано с определенными сложностями, возникающими при их проектировании.

Большинство исследователей среди особенностей расчета и конструирования элементов ломаного очертания выделяют два наиболее важных аспекта. Во-первых, в конструкциях подобного типа, имеющих переменную высоту сечения, происходит формирование вертикальной составляющей усилия в сжатой зоне бетона, которая может увеличивать или снижать поперечное усилие, вызванное действием внешних сил. Во-вторых, в местах излома граней конструктивных элементов возникают поля локальных напряжений, которые в значительной степени влияют на напряженно-деформированное состояние конструкции в целом.

Касательные напряжения в элементах с переменной высотой сечения

В элементах с переменной высотой сечения величина касательных напряжений зависит не только от поперечной силы, но и от изгибающего момента и продольной силы. Результирующие касательные напряжения могут быть определены по формуле [4]:

$$\tau_{xy} = \tau_V + \tau_M + \tau_N, \quad (1)$$

где τ_M , τ_V , τ_N – касательные напряжения, возникающие от действия соответственно изгибающего момента, поперечной и продольной силы.

Для железобетонного элемента с наклонной верхней гранью и горизонтальной нижней компоненты касательных напряжений могут быть определены по формулам:

$$\tau_V = \frac{V \cdot S_{c.red}}{I_{c.red} \cdot b}, \quad (2)$$

$$\tau_M = \frac{M}{W_{c.red}} \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \cdot \left(3 \cdot \frac{y_1^2}{h^2} + \frac{y_1}{h} - \frac{1}{4} \right), \quad (3)$$

$$\tau_N = \frac{N}{A_{c.red}} \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \cdot \left(\frac{y_1}{h} + \frac{1}{2} \right), \quad (4)$$

где y_1 – координата точки сечения относительно нейтральной оси;

$W_{c.red}$ – момент сопротивления приведенного сечения;

α – угол между верхней и нижней гранью элемента.

Анализируя выражения (3) и (4) можно констатировать, что на результирующие касательные напряжения значительное влияние оказывает величина усилий, действующих в рассматриваемом сечении и угол наклона верхней грани балки (положительный – если она образована поворотом горизонтальной поверхности против часовой стрелки и отрицательным – если по часовой) [4].

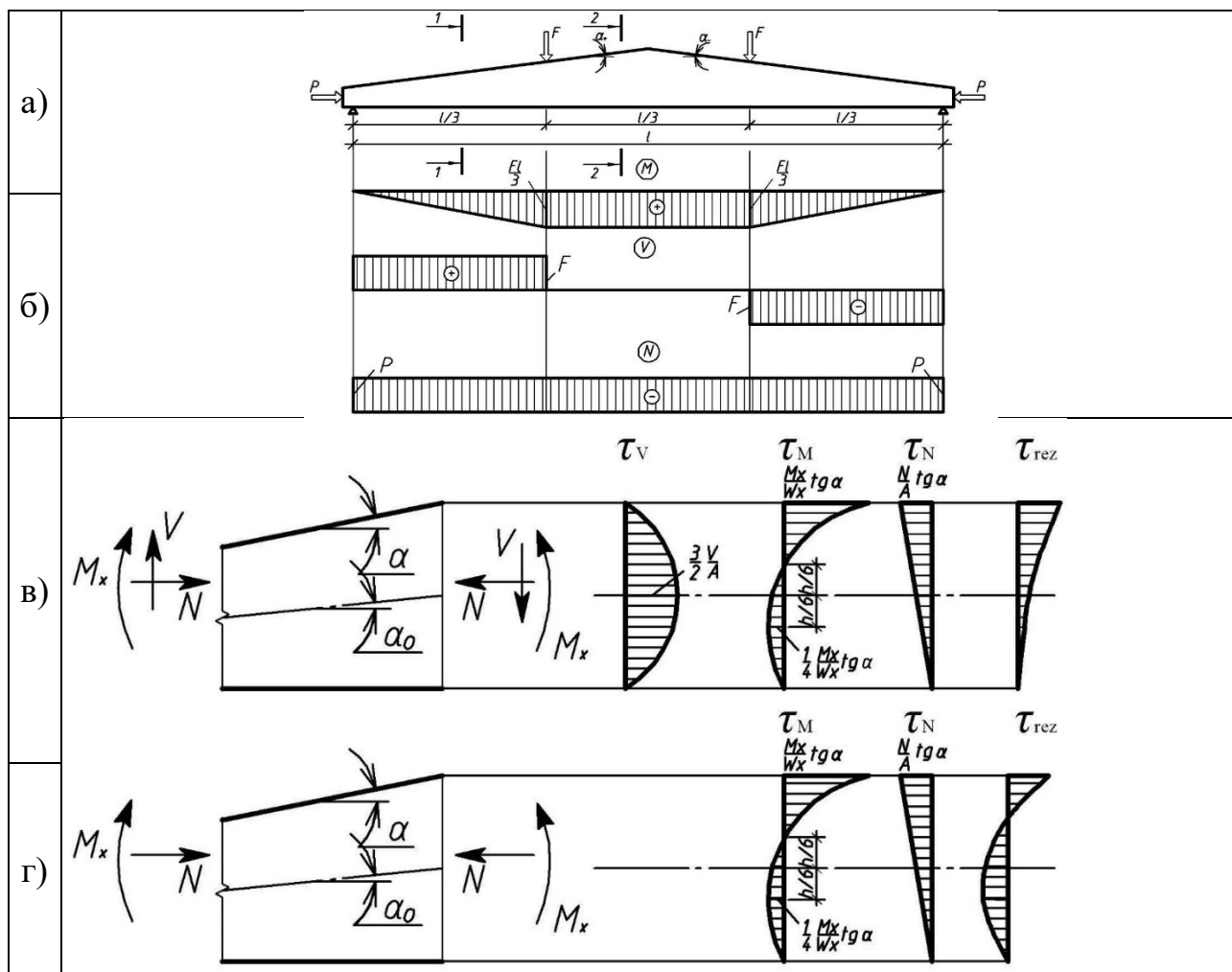
В зависимости от конструктивного решения балки, степени наклона граней и её схемы загрузки касательные напряжения от различных видов усилий могут суммироваться, что приводит к увеличению касательных напряжений в балках с переменной высотой сечения в сравнении с балками с параллельными поясами, либо взаимно компенсироваться, что приводит к снижению напряжений.

Проявление данного эффекта подтверждается рассмотрением двускатной балки, загруженной двумя сосредоточенными силами (рисунок 2). В представленной балке угол наклона верхней грани слева от конька положительный, а справа – отрицательный.

Принимая во внимание данное обстоятельство, а также учитывая знаки эпюр усилий, возникающих в однопролетной двускатной балке, загруженной двумя вертикальными силами и продольной сжимающей силой (рисунок 2) получены эпюры касательных напряжений в сечении у опоры (рисунок 2, в) и в сечении, расположенном между пролетными грузами в середине пролета (рисунок 2, г).

В приопорной зоне балки одновременно действуют изгибающий момент, продольная и поперечная силы. В данном случае результирующие касательные напряжения по высоте сечения меньше по величине за счет благоприятного эффекта от действия на этом участке балки изгибающего момента и продольной силы.

В середине пролета, на участке между приложенными силами поперечное усилие отсутствует. Принято считать, что касательные напряжения в этой зоне отсутствуют, но в связи с тем, что рассматриваемая балка имеет переменную высоту сечения, в зоне чистого изгиба возникают сдвигающие напряжения от действия изгибающего момента (τ_M) и продольной силы (τ_N). Очевидно, что при определенном сочетании конструктивных и силовых факторов результирующее напряжение может привести к образованию наклонных трещин в зоне чистого изгиба.



а) – расчетная схема балки; б) – эпюры внутренних усилий; в) – эпюры касательных напряжений в сечении 1-1; г) – эпюры касательных напряжений в сечении 2-2
Рисунок 2 – Касательные напряжения в двускатной балке

Особенности конструирования балок с переменной высотой сечения в зонах вблизи перелома граней.

К отмечалось выше, в местах перелома граней балки возникают локальные поля напряжений, которые при недостаточном поперечном армировании могут привести к разрыву бетона по горизонтальному сечению (рисунок 3).

Перелом сжатой грани балочных элементов, как правило, располагается в середине пролета и представляет собой конек двускатной балки или рамы. В соответствии со статической схемой работы элементов подобного типа в средней части пролета поперечное усилие отсутствует либо имеет незначительную величину. В связи с этим, поперечная арматура в середине пролета устанавливается согласно конструктивным требованиям (п. 11.2.21 [5]: шаг вертикальных стержней не должен превышать $3/4 \cdot h$, но не более 500 мм.

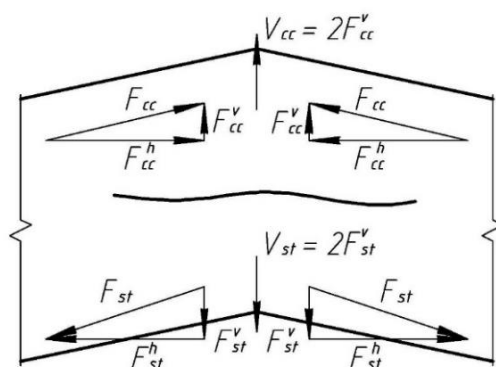


Рисунок 3 – Схема действия усилий и образования трещин в коньковых зонах балок и рам

Для двускатных железобетонных балок с полкой в сжатой зоне необходимо предусматривать поперечное армирование, которое воспринимало бы вертикальную составляющую от сил сжатия в верхних полках [6]. При наличии в коньке вертикального ребра эта сила может быть воспринята вертикальными стержнями, армирующими ребро. При отсутствии ребра необходимо предусмотреть в каркасе стенки дополнительные стержни, расположенные на участке длиной не более $1/3$ высоты сечения балки в коньке с обязательной приваркой вверху и внизу к продольным стержням сварных каркасов (рисунок 4).

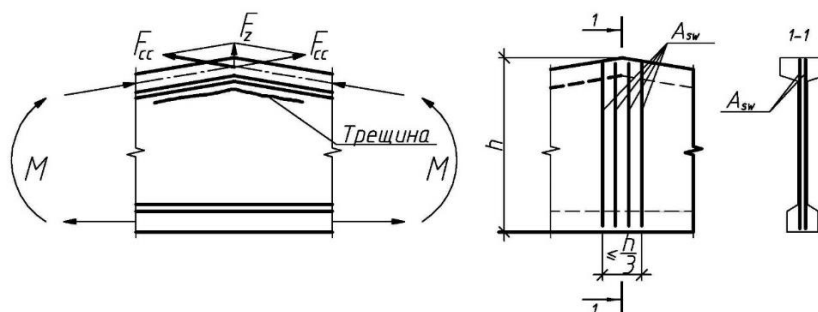


Рисунок 4 – Схема образования трещин отрыва и армирование конька двускатной балки

При анализе конструктивных решений типовых серий двускатных железобетонных балок сплошного сечения [7-11] установлено, что при уклоне верхней грани

1:12 и пролетах 18 м и более поперечная арматура в середине пролета устанавливается чаще, чем это необходимо по конструктивным требованиям [7], а в ряде случаев длина зоны, на которой устанавливаются дополнительные вертикальные стержни превышает рекомендуемую величину – $h/3$ [11].

Заключение

На основании анализа факторов, влияющих на напряженно-деформированное состояние элементов ломанного очертания, а также на основании изученных конструктивных решений типовых железобетонных стропильных балок можно сделать следующие выводы:

– в элементах с переменной высотой сечения касательные напряжения возникают не только от действия поперечной силы, но и от изгибающего момента и продольного усилия, которые могут приводить к увеличению касательных напряжений, вызванных перерезывающим усилием или возникновению сдвигающих напряжений в зоне чистого изгиба;

– вблизи точек перелома верхней грани балки происходит концентрация данных напряжений, что приводит к формированию усилия, действующего по биссектрисе угла сопряжения и выступающего в роли фиктивной опоры;

– в зоне между пролетным грузом и фиктивной опорой складывается двухосное напряженное состояние подобно напряженно-деформированному состоянию опорной зоны однопролетной балки постоянного сечения;

– в условиях плоского напряженного состояния образуются концентрированные полосы, зоны или поля напряжений, связанные с точками приложения действующих на элементы внешних и равнодействующих внутренних усилий. При определенных условиях данное обстоятельство может привести к появлению диагональных трещин и последующему разрушению по наклонным сечениям в средней части пролета вблизи конька балки;

– для предотвращения разрушения по данной схеме в типовых железобетонных балках у конька поперечная арматура устанавливается чаще, чем это требуется в однопролетных балках согласно действующим нормам, или дополнительные стержни предусматриваются на длине большей, чем это необходимо для предотвращения отрыва сжатой полки от стенки в элементах тавровой и двутавровой формы сечения;

– на данный момент не существует методики учета всех компонентов напряжений, возникающих в местах перелома верхней и нижней грани балки, а дополнительная поперечная арматура в типовых балках, вероятнее всего, устанавливается конструктивно на основании результатов натурных испытаний и ее количество не обосновано соответствующим расчетом;

– установление расчетных зависимостей для описания распределения продольных, поперечных и касательных напряжений в зонах вблизи перелома верхней и нижней грани балки позволит уточнить требуемое количество поперечного армирования, что приведет к более рациональному использованию арматурной стали и повышению надежности конструкции.

Список цитированных источников

1. Малиновский, В. Н. Опыт применения предварительно напряженных железобетонных балок ломанного очертания / В.Н. Малиновский, Н.В. Матвеевко //

Сб. научных статей XXI Международного научно-методического семинара; Брест, 25-26 октября 2018 года / БрГТУ; редкол.: В.В. Тур [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2018. – Ч. 1. – С. 188 – 193.

2. Colonnetti, G., 1939. Trave armata ad armature preventivamente tesa, Italian Patent n. 50911.

3. Leonhardt, F Continuous Prestressed Concrete Beams / F. Leonhardt // Journ. of ACI. – Mar., 1953. – Vol. 22, № 7. – P. 617–634.

4. Александров, А.В. Сопротивление материалов / А.В. Александров, В.Д. Потапов, Б.П. Державин \ под ред. А.В. Александрова. – М.: Высшая школа, 2003. – 560 с.

5. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Введ. 16.11.2020. – Минск : М-во архит. и строит. РБ, 2020. – 244 с.

6. Панарин, Н. Я. Железобетонные конструкции / Н. Я. Панарин, А. П. Павлов, Н. М. Онуфриев. – М.: Высшая школа, 1971. – 554 с.

7. Железобетонные сборные несущие конструкции для покрытий с рулонной кровлей. Балки напряженно-армированные цельные стендового изготовления для пролетов 9, 12, 15, 18 м со стержневой арматурой : серия ПК-01-06. Выпуск 1. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1957. – 67 с.

8. Железобетонные двутавровые балки пролетом 18 м для малоуклонных покрытий промышленных зданий : серия 1.462.1-16. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1984. – 22 с.

9. Балки стропильные железобетонные двутавровые пролетом 15 м для покрытий одноэтажных промышленных предприятий : серия 1.462.1-23. – М.: ЦНИИПРОМЗДАНИЙ, 1992. – 41 с.

10. Балки стропильные железобетонные двутавровые пролетом 21 м для покрытий одноэтажных промышленных предприятий : серия 1.462.1-24. – М.: ЦНИИПРОМЗДАНИЙ, 1992. – 32 с.

11. Балки двускатные типа «Бумеранг» для покрытий сельскохозяйственных производственных зданий. Рабочие чертежи. Опытная партия : серия Б1.862.1-ДБ. Выпуск 3. – Минск : Институт БелНИИС, 2013. – 23 с.

References

1. Malinovskij, V. N. Opy`t primeneniya predvaritel`no napryazhenny`kh zhelezobetonny`kh balok lomannogo ochertaniya / V.N. Malinovskij, N.V. Matveenko // Sb. nauchny`kh sta-tej XXI Mezhdunarodnogo nauchno-metodicheskogo seminara; Brest, 25-26 oktyabrya 2018 goda / BrGTU; redkol.: V.V. Tur [i dr.]. – Brest: BrGTU, 2018. – Ch. 1. – S. 188 – 193.

2. Colonnetti, G., 1939. Trave armata ad armature preventivamente tesa, Italian Patent n. 50911.

3. Leonhardt, F Continuous Prestressed Concrete Beams / F. Leonhardt // Journ. of ACI. – Mar., 1953. – Vol. 22, № 7. – P. 617–634.

4. Aleksandrov, A.V. Soprotivlenie materialov / A.V. Aleksandrov, V.D. Potapov, B.P. Derzhavin \ pod red. A.V. Aleksandrova. – M.: Vysshaya shkola, 2003. – 560 s.

5. Betonny`e i zhelezobetonny`e konstrukczii : SP 5.03.01-2020. – Vved. 16.11.2020. – Minsk : M-vo arkh. i stroit. RB, 2020. – 244 s.

6. Panarin, N. Ya. Zhelezobetonny`e konstrukczii / N. Ya. Panarin, A. P. Pavlov, N. M. Onufriev. – M.: Vy`sshaya shkola, 1971. – 554 s.

7. Zhelezobetonny`e sborny`e nesushhie konstrukczii dlya pokry`tij s rulonnoj krovlej. Balki napryazhenno-armirovanny`e czel`ny`e stendovogo izgotovleniya dlya proletov 9, 12, 15, 18 m so sterzhnevoj armaturoj : seriya PK-01-06. Vy`pusk 1. – M.: CzITP Gosstroya USSR, 1957. – 67 s.

8. Zhelezobetonny`e dvutavrovyy`e balki proletom 18 m dlya malouklonny`kh pokry`tij pro-my`shlenny`kh zdaniy : seriya 1.462.1-16. – M. : CzITP Gosstroya USSR, 1984. – 22 s.

9. Balki stropil`ny`e zhelezobetonny`e dvutavrovyy`e proletom 15 m dlya pokry`tij odno-e`tazhny`kh promy`shlenny`kh predpriyatij : seriya 1.462.1-23. – M. : CzNIIPROMZDA-NIJ, 1992. – 41 s.

10. Balki stropil`ny`e zhelezobetonny`e dvutavrovyy`e proletom 21 m dlya pokry`tij odno-e`tazhny`kh promy`shlenny`kh predpriyatij : seriya 1.462.1-24. – M. : CzNIIPROMZDA-NIJ, 1992. – 32 s.

11. Balki dvuskatny`e tipa «Bumerang» dlya pokry`tij sel`skokhozyajstvenny`kh proizvod-stvenny`kh zdaniy. Rabochie chertezhi. Opy`tnaya partiya : seriya B1.862.1-DB. Vy`pusk 3. – Minsk : Institut BelNIIS, 2013. – 23 s.

УДК 624.046.5

ПРИМЕНЕНИЕ ПОЛНОСВЯЗНОЙ НЕЙРОННОЙ СЕТИ В РАСЧЁТАХ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

В.В. Молош¹, А.Е. Желткович², К. Пархоц³, Н.Г. Совеико⁴, И.Г. Томашев⁵

¹*К.т.н., доцент, доцент кафедры прикладной механики УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь, e-mail: m.vic@rambler.ru*

²*К.т.н., доцент, доцент кафедры прикладной механики УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь, e-mail: gelpek@mail.ru*

³*Инженер программист, Беларусь, e-mail: konstantinparhoc@gmail.com.*

⁴*Programmer engineer, Belarus, e-mail: nick-2009@live.ru.*

⁵*Магистр технических наук, старший преподаватель кафедры прикладной механики УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь, e-mail: tomashev@mail.ru*

Реферат

Сопротивление срезу при продавливании железобетонных плит перекрытий представляет собой один из наиболее сложных видов сопротивления железобетонных конструкций, так как имеет хрупкую форму разрушения с мгновенным отделением плиты от колонны, Точность оценивания сопротивление срезу при продавливании имеет в проектировании железобетонных конструкций ключевое значение. Несмотря на то, что экспериментальные и теоретические исследования сопротивления срезу при продавливании ведутся уже более ста лет, единой и достоверной расчётной модели к настоящему времени не разработано.

Это объясняется сложностью напряжённо-деформированного состояния, возникающего под нагрузкой в узле соединения плиты перекрытия и колонны. Для оценки сопротивления срезу при продавливании наибольшее распространение получили полуэмпирические и полностью эмпирические расчётные модели в силу своей простоты и конкурентной точности предсказания. В данной работе исследуется моделирование сопротивления срезу при продавливании с помощью полносвязной нейронной сети, рассматриваемой в качестве аналитической альтернативы существующим расчётным моделям. Используя базу данных, собранную из многочисленных экспериментальных работ, была выполнена оценка достоверности существующих расчётных моделей, введённых в некоторые действующие нормативные документы и предсказаний сопротивления срезу при продавливании, полученных с помощью нейронной сети. Полученные с применением нейронной сети значения сопротивления срезу при продавливании были точнее, чем сделанные с помощью рассмотренных в данной работе расчётных моделей.

Ключевые слова: железобетон; сопротивление срезу при продавливании; нейронная сеть; оценка достоверности расчётной модели.

APPLICATION OF A NEURAL NETWORK IN CALCULATIONS OF PUNCHING SHEAR CAPACITY THROUGH FLAT SLABS OF REINFORCED CONCRETE SLABS WITHOUT TRANSVERSE REINFORCEMENT

V.V. Molosh¹, A.P. Zheltkovich², K. Parchotz³, N. Saveiko⁴, I.G. Tomashev⁵

Abstract

The punching shear capacity of reinforced concrete floor slabs is one of the most difficult kinds of resistance of reinforced concrete structures because it has the brittle form of destruction with the instantaneous separation of the slab from the column. The accuracy of punching shear capacity estimation has the key importance for the design of reinforced concrete structures. In spite of the fact that experimental and theoretical researches of shear resistance under punching have been carried out for more than a hundred years, a unified and reliable calculation model hasn't been worked out yet. This can be explained by the complexity of the stress-strain state which occurs under load at the junction of the floor slab and the column. Semiempirical and fully empirical computational models are most commonly used to estimate punching shear capacity because of their simplicity and competitive prediction accuracy. This paper investigates the modeling of punching shear resistance using a fully coupled neural network, considered as an analytical alternative to existing computational models. Using a database compiled from numerous experimental works, the validity of existing calculation models introduced in some existing regulatory documents and punching shear capacity predictions obtained with a neural network has been evaluated. The punching shear capacity values obtained by using a neural network were more accurate than those obtained by using the calculation models discussed in this paper.

Keywords: reinforced concrete; punching shear resistance; neural network; evaluation of reliability of calculation model.

Введение.

В конструкциях перекрытий современных жилых и общественных зданий, парковочных станций часто используются плоские железобетонные плиты, имеющие простую экономически эффективную конструктивную форму, удобную для инженерной реализации и архитектурного планирования. Их плоская форма значительно облегчает установку арматуры и опалубки и часто позволяет уменьшить общую высоту этажа. Указанные преимущества плоских плит привели к возникновению большого количества экспериментальных и теоретических исследований, направленных на изучение сопротивления плоских железобетонных плит срезу при продавливании. Согласно [1] предельное состояние плоской железобетонной плиты может быть определено максимальной величиной сопротивления срезу при продавливании, возникающему в узле соединения плиты и колонны. Такое разрушение приводит к значительному снижению сопротивления плиты в целом и во многих случаях к прогрессирующему обрушению перекрытий, ведущих к значительным экономическим потерям, а в ряде случаев к гибели людей. Для предотвращения подобных обрушений задача определения сопротивления срезу при продавливании плоских железобетонных плит достаточно широко изучается современными исследователями. Разработанные к настоящему времени модели сопротивления срезу при продавливании, вошедшие в некоторые нормативные документы [5], а также в отечественные нормы [2], являются эмпирическими. Полуэмпирическая модель, реализованная на базе теории критической наклонной трещины *CSCT* (англ. *Critical Shear Crack Theory – CSCT*), разработанной в последние двадцать лет и опубликованной в полном объеме в работе [6], принята *fib* MC2010 [4]. В свою очередь теория критической наклонной трещины является развитием концепции модифицированной теории полей сжатия (MCFT) [7]. Существует достаточно большое количество полуэмпирических моделей сопротивления срезу при продавливании плоских железобетонных плит, не получивших широкого распространения и не вошедших в нормативные документы в связи с чем они не рассматривались в данной работе.

Отсутствие адекватных и надежных эмпирических или аналитических моделей сопротивления срезу при продавливании, в последние десятилетия привлекло к решению данной задачи исследователей, занимающихся недетерминированными методами.

В течение последних десяти лет значительно возросло применение нейронных сетей и машинного обучения в прогнозировании сложных процессов и явлений [8 - 10].

В данной работе выполнена статистическая оценка достоверности значений сопротивления срезу при продавливании, полученных с помощью нейронной сети, рассматриваемой в качестве альтернативы существующим расчётным моделям, и моделей, принятых в нормативных документах [2-5]. С этой целью была собрана база данных, включающая результаты экспериментальных исследований зарубежных и отечественных авторов.

1 Нейронная сеть

Для моделирования сопротивления срезу при продавливании использовали нейронную сеть с полносвязной архитектурой прямого распространения, в кото-

рой каждый нейрон связан со всеми остальными нейронами, находящимися в соседних слоях, и в которой все связи направления строго от входных нейронов к выходным (рисунок 1) [12].

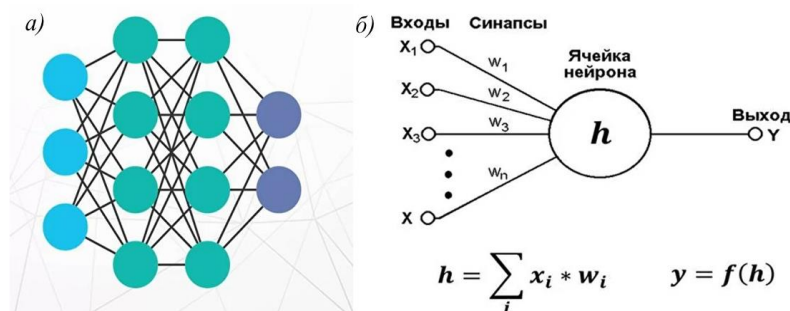


Рисунок 1 – Архитектура полносвязной нейронной сети в общем виде (а) и математическая модель нейрона Маккаллока-Питтса (б)

Слева на рисунке 1а представлен входной слой, на который приходит сигнал. Правее находятся два скрытых слоя, и самый правый слой из двух нейронов – выходной слой.

В нашем случае каждый сигнал, приходящий на нейрон входного слоя, представлял собой величину варьируемого базового параметра, влияющего на сопротивление срезу при продавливании. В выходном слое был всего один нейрон, представляющий величину сопротивления срезу при продавливании в виде предельной перерезающей силы, обозначенной V_{calc} .

Модель искусственного, математического нейрона Маккаллока-Питтса, разработанную по аналогии с нервными клетками, представлена на рисунке 1б.

В математических нейронах используются следующие обозначения: X – входные данные W – веса; h – тело нейрона; Y – выход нейронной сети.

Входные данные – сигналы, поступающие к нейрону, передаются нейронам следующего слоя, с помощью весов –эквивалентов синаптической связи и выброса нейромедиатора у живых организмов, представленный в виде чисел, в том числе отрицательных. Вес представлен действительным числом, на которое будет умножено значение входящего в нейрон сигнала и показывает, насколько сильно между собой связаны те или иные нейроны – это коэффициент связи между ними. В теле нейрона накапливается взвешенная сумма от перемножения значений входящих сигналов и весов. В качестве функции активации нейрона, определяющей значение выходного сигнала, была принята функция ReLu, которая работает следующим образом: если значение взвешенной суммы в теле нейрона отрицательно, то идет преобразование в 0, а если положительно, то в значение X (значение сигнала). Процесс обучения нейронной сети – это процесс изменения весов, т.е. коэффициентов связи между имеющимися в ней нейронами. В процессе обучения веса меняются, и, если вес положительный, то идет усиление сигнала в нейроне, к которому он приходит. Если вес нулевой, то влияние одного нейрона на другой отсутствует. Если же вес отрицательный, то идет погашение сигнала в принимающем нейроне. На выходе нейронной сети приходят результаты обработки нейроном поданного на него сигнала в виде некой функции от накопившейся в теле нейрона взвешенной суммы.

Обучение полносвязной нейронной сети происходит методом обратного распространения ошибки, суть которого заключается в обновлении весов нейронной сети, при котором распространение сигналов ошибки происходит от выходов сети к её входам, в направлении, обратном прямому распространению сигналов в обычном режиме работы.

Нейронная сеть была реализована с помощью открытой программной библиотеки для машинного обучения TensorFlow, разработанной компанией Google для решения задач построения и тренировки нейронной сети.

2. Модели сопротивления срезам при продавливании, принятые в нормативных документах ТКП EN 1992-1-1-2009 [2], prEN 1992-1-1:2018 [3], fib MC 2010 [4], ACI 318R-02 [5]

В основу расчетных моделей, принятых в нормативных документах, положено следующее условие:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (1)$$

где V_{Ed} – обобщенная перерезывающая сила, вызванных внешними воздействиями на конструкцию; $V_{Rd,c}$ – обобщенная внутренняя реакция конструкции на внешнее воздействие, направленная вдоль оси действия V_{Ed} .

Основные уравнения сопротивления срезам при продавливании плоских железобетонных плит без поперечной арматуры, вошедшие в расчетные модели нормативных документов ТКП EN 1992-1-1-2009 [2], prEN 1992-1-1:2018 [3], fib MC 2010 [4], ACI 318R-02 [5] приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Уравнения моделей сопротивления срезам при продавливании, используемые в нормативных документах [2, 3, 4, 5]

Норм. док.	Расчетные уравнения	
ТКП EN 1992-1-1-2009 [2]	$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] \frac{b_w \cdot d}{\beta}$; $V_{Rd,c} \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) \frac{b_w \cdot d}{\beta}$;	Основные
	$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$; $v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$; $k_1 = 0,1$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ (d в мм); $d = (d_x + d_y) / 2$; $\sigma_{cd} = (\sigma_{cd,x} + \sigma_{cd,y}) / 2$; $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02$, где $0,002 \leq \rho_l \leq 0,02$; $l_s = 1,5d = d \cot \theta$; $\theta = 45^\circ$; $\bar{\beta} = 1,15$ для внутренних колонн.	Дополнительные
prEN 1992-1-1:2002 [3]	$V_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{1/3} \cdot \frac{b_0 d_v}{\beta_e}$; $V_{Rd,c} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}$; $V_{Rd,c,\min} \leq \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}}$	Основные

Продолжение таблицы 1

	$k_{pb} = \sqrt{5\mu_p \frac{d_v}{b_0}} \leq 2,5; \quad \mu_p = 8 \text{ для внутренних колонн}$ $d_v = \frac{(d_{vx} + d_{vy})}{2} \text{ при } 0,5 \leq \frac{V_{Ed,y}}{V_{Ed,x}} \leq 2; \quad \rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}};$ $d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40 \text{ мм при } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа};$ $d_{dg} = 16 + D_{lower} \left(\frac{60}{f_{ck}} \right)^2 \leq 40 \text{ мм при } f_{ck} > 60 \text{ МПа};$ $\beta_e = 1,15 \text{ для внутренних колонн}; \quad l_s = 0,5d; \quad \theta = 45^\circ$	Дополнительные
fib MC 2010 [4]	$V_{Rd,c} = k_\psi \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d; \quad V_{Rd,max} = k_{sys} \cdot k_\psi \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 \cdot d \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 \cdot d$	Основные
	$k_\psi = \frac{1}{1,5 + 0,9\psi d k_{dg}} \leq 0,6; \quad k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75$ <p style="text-align: center;">Первый уровень:</p> $\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s};$ <p style="text-align: center;">Второй уровень:</p> $\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right)^{1,5};$ $m_{Ed} \cong V_{Ed}/8 \text{ – для внутренних колонн}; \quad l_s = 0,5d; \quad \theta = 45^\circ$	Дополнительные
ACI 318R-02 [5]	$V_c = v_c \cdot u \cdot d; \quad l_s = 0,5d; \quad \theta = 45^\circ;$ $v_c = \min \begin{bmatrix} 0,332 \cdot \sqrt{f_c}; \\ 0,083 \cdot \sqrt{f_c} \cdot (2 + 4/\beta_c) \\ 0,083 \cdot \sqrt{f_c} \cdot (2 + \alpha_s \cdot d/u) \end{bmatrix}$	Основные
<p style="text-align: center;"><i>В таблице приняты следующие обозначения:</i></p> <p>$\bar{\beta}$, β_e – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки, принимается в соответствии с положениями [1,];</p> <p>d, d_v – эффективная рабочая высота плиты, определяемая расстоянием от верхней сжатой грани в сечении плиты до центра тяжести растянутой арматуры;</p> <p>d_{g0} – базовый размер зерна крупного заполнителя, равный 16 мм;</p> <p>d_g, D_{lower} – максимальный размер зерна крупного заполнителя, применяемого для приготовления бетонной смеси;</p> <p>d_{dg} – параметр, учитывающий шероховатость поверхности разрушения, принимаемый в зависимости от типа бетона и величины крупного заполнителя;</p> <p>u, b_0, b_w – длина критического периметра, расположенного на расстоянии l_s от наружных граней колонны;</p> <p>V_{Ed} – обобщенная предельная поперечная сила, вызванная внешним воздействием на конструктивный элемент в зоне среза;</p> <p>$V_{Rd,c}$ – сопротивление срезу при продавливании;</p> <p>v_{Sd}, v_c – внешняя поперечная сила, распределенная по площади критического сечения;</p> <p>ρ_l – коэффициент продольного армирования;</p> <p>f_{ck} – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа;</p> <p>f_c' – среднее сопротивление бетона осевому сжатию, МПа;</p> <p>σ_{cd} – средние напряжения обжатия в плите на уровне нейтральной плоскости, МПа;</p>		

<p>f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, МПа; l_s – длина зоны среза в плите перекрытия; θ – угол наклона граней пирамиды (конуса) продавливания; f_{yk} – нормативное сопротивление арматуры осевому растяжению, соответствующее пределу текучести, МПа; f_{yd} – расчетное сопротивление арматуры осевому растяжению, МПа; r_s – расстояние от оси колонны до сечения, в котором изгибающий радиальный момент равен нулю; ψ – угол поворота плоскости плиты в сечении у основания наклонной трещины; k_{dg} – коэффициент, зависящий от максимального размера зерна крупного заполнителя; если $d_g \geq 16$ мм, $k_{dg} = 1,0$; E_s – модуль упругости арматурной стали; m_{Ed} – среднее значение расчетного изгибающего момента на единицу длины опорной полосы в районе колонны; m_{Rd} – расчетный погонный изгибающий момент в сечении плиты в зоне соединения с колонной; β_c – соотношение длин сторон колонны; $\alpha_s = 40$ – для колонны в центре плиты, 30 – на краю плиты, 20 – на углу плиты.</p>

3 База экспериментальных данных

Оценивание результатов расчёта сопротивления срезу при продавливании, полученных по моделям, использованным в нормативных документах, и с применением нейронной сети, было выполнено опираясь на экспериментальные данные доступной базы, включающей результаты испытаний образцов-плит с разными геометрическими, физико-механическими характеристиками и значениями предельных перерезывающих сил. В оценивании использовались взятые из доступных литературных источников данные 265 экспериментальных образцов, испытанных зарубежными и отечественными авторами. Частично экспериментальные данные, использованные в оценке достоверности расчётной модели, приведена в таблице 1.

Таблица 1 – Границы экспериментальных данных и результатов испытаний опытных образцов на сопротивление срезу при продавливании

Наименования параметра	Границы варьирования
Авторы экспериментальных исследований	Hallgren, Tomas, Ramdane, Marz/Hsu, Tolf, Regan, Swamy/Ali, ETH, Schaefers, Lander, Hawkin, -Base, Manterola, Yitzhaki, Moe, Kinnunen, Nylander, Elstner, Hognestad, Scordelis, Lin, Молош.
Размеры экспериментальной плиты $a \times b$, м	0,3÷6
Высота плиты h , м	0,036÷0,32
Форма колонны	круг, квадрат, прямоугольник
Размеры колонны, $a_k \times b_k$, м	0,0254÷0,5
Рабочая высота плиты d , м	0,02÷0,275
Сопротивление бетона осевому сжатию f_c' , МПа	9,1÷118,7
Модуль упругости бетона E_c , МПа	21200÷51800
Коэффициент продольного армирования ρ_l	0,0015÷0,069
Сопротивление арматуры осевому растяжению f_s , МПа	255÷1335,5
Модуль упругости арматуры E_s , ГПа	171,7÷214
Предельное значение V_{exp} , МН	0,016÷2,45

3 Оценка достоверности расчетной модели

Качество расчётных моделей было проверено путём оценивания отношений экспериментальных и расчётных значений перерезывающих сил V_{calc} / V_{exp} : средним, максимальным, минимальным значениями и коэффициентом вариаций отношений. Об адекватности функциональной взаимосвязи между расчётными и экспериментальными перерезывающими силами также сделали вывод на основании величины коэффициентом корреляции r_{ik} , поправочного коэффициента b для среднего значения отношений V_{exp} / V_{calc} и коэффициента вариации V_{δ} вектора ошибок δ , рассчитанных в соответствии с положениями стандартной процедуры, изложенной в приложении Д к ТКП EN 1990 [11].

Наиболее точные значения сопротивлений срезу при продавливании были получены с применением нейронной сети, что наглядно отражено на графиках, приведенных на рисунках 2 и 3, а также посредством показателей таблицы 2. Линия тренда, характеризующая расположение средних значений отношений V_{calc} / V_{exp} во всём диапазоне изменения базисных переменных, показывает отклонение в среднем на 1%, что, как видно из рисунка 3д, происходит за счёт изменения коэффициента продольного армирования.

Остальные анализируемые модели показывают отклонение в сторону превышения, как например, модель *fib* MC 2010 [4] (показывает превышение на 18,5 %), или в сторону занижения, как например модели ТКП EN 1992-1-1-2009 [2] (на 42,5 %), prEN 1992-1-1:2002 [3] (на 12 %), ACI 318R-02 [5] (на 34 %).

В тоже время все модели, включая и нейронную сеть, показывают достаточно большой размах отношений сопротивлений V_{calc} / V_{exp} , представляющий разницу между максимальным и минимальным значениями отношений. Наименьший размах, около 47 %, показывает модель ТКП EN 1992-1-1-2009 [2]. Остальные модели показывают размах от 75 % (ACI 318R-02 [5]) и выше (нейронная сеть – 96 %, prEN 1992-1-1:2002 [3] – 118 %, *fib* MC 2010 [4] – 133 %) (таблица 2).

По остальным статистическим показателям наилучшие результаты показала нейронная сеть (таблица 2).

Таблица 2 – Сравнительные статистические параметры отношений расчётных и экспериментальных значений перерезывающих сил V_{calc} / V_{exp}

Результаты	<i>Min</i>	Среднее	<i>Max</i>	C_v , %	<i>b</i>	V_{δ} , %	r_{ik}
Нейросеть	0.521	1.007	1.484	12,1	1.004	12,5	0.995
ТКП EN 1992-1-1-2009 [2]	0.334	0.575	0.802	16,9	1.647	17,7	0.984
prEN 1992-1-1:2002 [3]	0.471	0.882	1.658	21,2	1.3	20,8	0.967
<i>fib</i> MC 2010 [4]	0.607	1.186	1.971	23,1	0.842	23	0.964
ACI 318R-02 [5]	0.336	0.663	1.091	23,2	1.517	23,2	0.963

Min, среднее, *max* – соответственно минимальное, среднее и максимальное значения отношений V_{calc} / V_{exp} ; C_v – коэффициент вариации отношений V_{calc} / V_{exp} ; *b* – поправочный коэффициент для среднего значения отношений V_{calc} / V_{exp} ; V_{δ} – коэффициент вариации для вектора ошибок δ отношений V_{calc} / V_{exp} ; r_{ik} – коэффициент корреляции экспериментальных V_{exp} и расчётных V_{calc} перерезывающих сил.

Наименьшую чувствительность на влияние базовых параметров сопротивления срезу при продавливании, к которым традиционно принято относить рабочую высоту плиты d , сопротивление бетона осевому сжатию f_{cm} и коэффициент продольного армирования ρ_l , показала нейронная сеть (рисунок 3). Она оказалась в среднем практически не чувствительна к изменению сопротивления бетона осевому сжатию и рабочей высоты плиты и лишь в небольшой мере чувствительна к изменению коэффициента продольного армирования. Остальные модели в той или иной степени были чувствительны ко всем базовым параметрам. Причём менее всего – к изменению сопротивления бетона осевому сжатию f_{cm} , а более всего – к изменению коэффициента продольного армирования ρ_l .

Заключение

Проведённые в течение периода осознанного применения железобетона многочисленные экспериментальные и теоретические исследования сопротивления срезу при продавливании плоских железобетонных плит не позволили оценить и понять в полной мере физическую и механическую суть явления среза при продавливании, и, следовательно, разработать единую и достоверную расчётную модель. Это объясняется сложностью напряжённо-деформированного состояния, возникающего под нагрузкой в узле соединения плиты перекрытия и колонны.

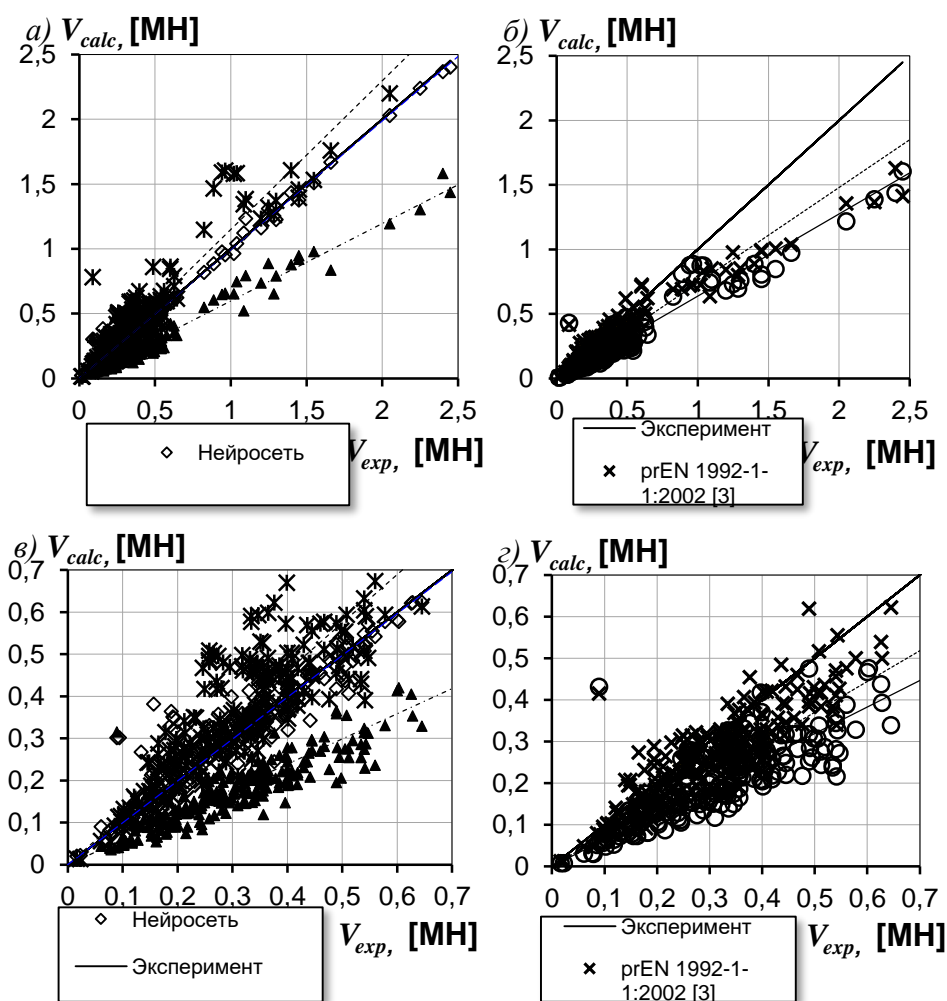
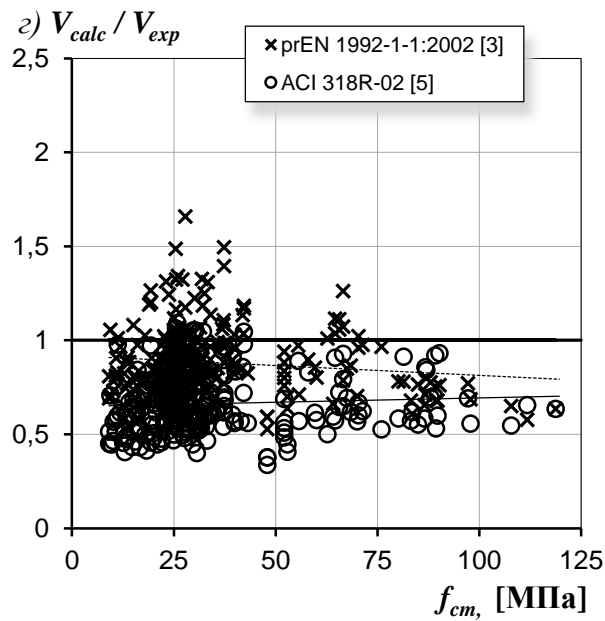
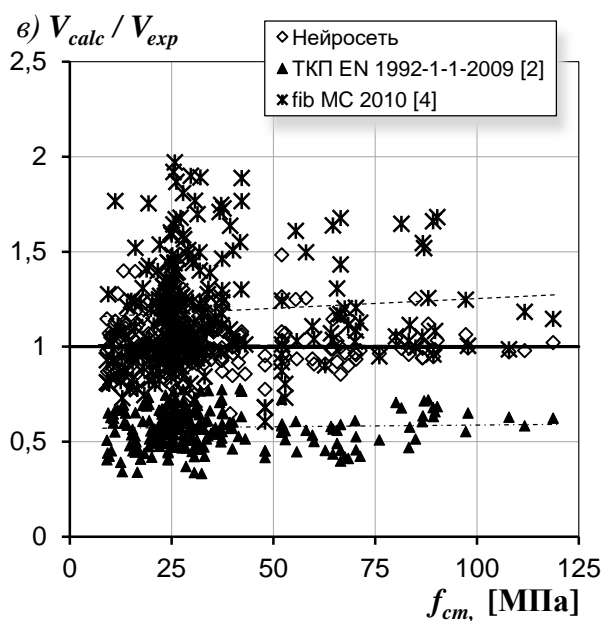
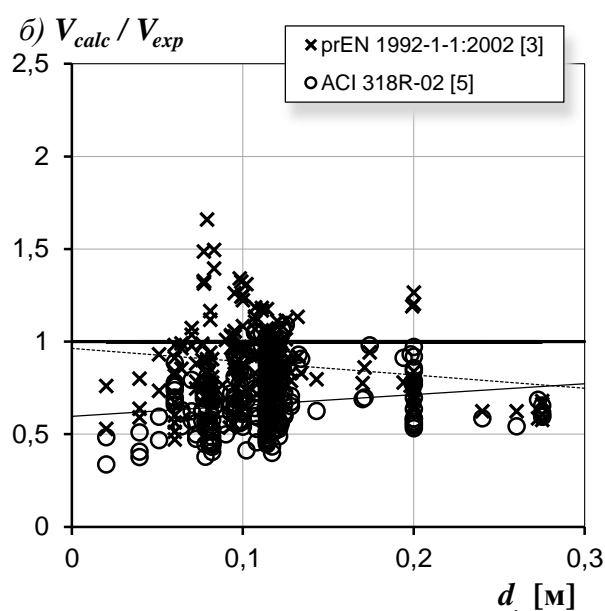
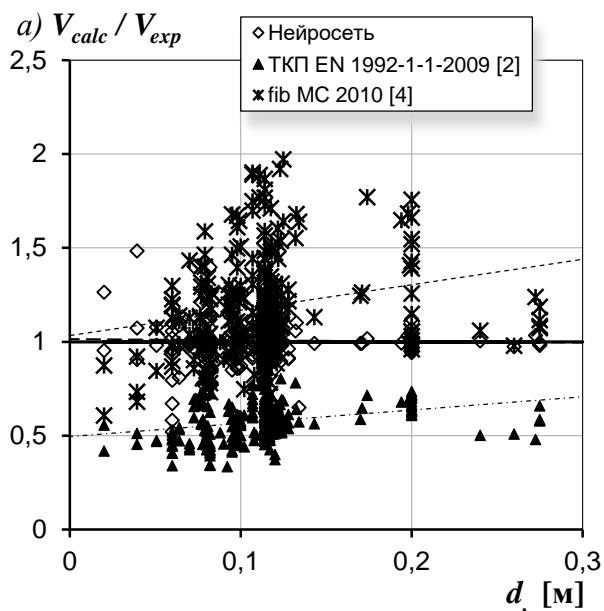


Рисунок 2 – Соотношение расчётных V_{calc} и экспериментальных V_{exp} значений перерезывающих сил для всего оценочного диапазона данных (а, в) и в диапазоне $0 \div 0,7$ МН (б, г)

В настоящее время для оценки сопротивления срезу при продавливании наибольшее распространение получили полуэмпирические и полностью эмпирические расчётные модели, обладающие простой математической формой, и, следовательно, доступностью применения при проектировании.

Предсказанные с применением нейронной сети значения сопротивлений срезу при продавливании для рассмотренных в данной работе моделей имеют наилучшую корреляцию с экспериментальными значениями сопротивлений.

Причины большого разброса отношений расчётных и экспериментальных сопротивлений срезу при продавливании V_{calc} / V_{exp} , полученного для всех моделей, включая нейронную сеть, могут заключаться не только в недостатках самих расчётных моделей, но и в неточностях, касающихся интерпретаций, изложений, измерений, измерительных приборов и т.д., а также передачи через литературные источники результатов экспериментальных исследований.



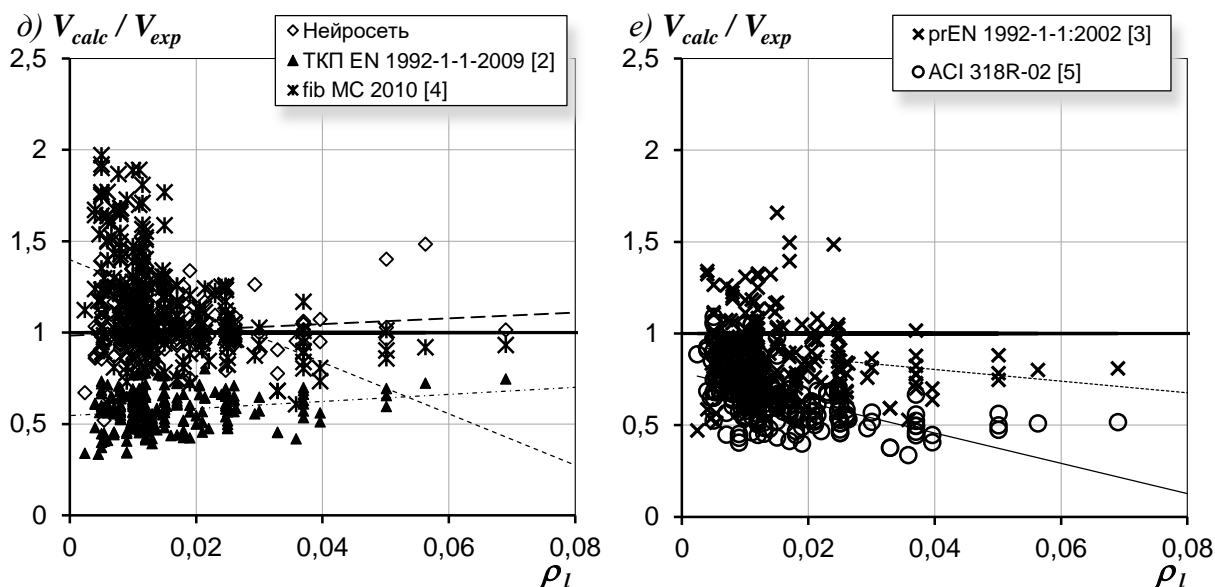


Рисунок 4 – Изменение отношений расчётных и экспериментальных значений сопротивления срезу при продавливании V_{calc} / V_{exp} в зависимости от величины рабочей высоты плиты d (а, б), средней прочности бетона при осевом сжатии f_{cm} (в, г) и коэффициента продольного армирования ρ_l (д, е)

Следует признать, что любые модели сопротивления срезу при продавливании, включая нейронные сети, полученные посредством аппроксимации экспериментальных значений сопротивления методом подгона, несмотря на достаточно высокую корреляцию этих значений, нельзя считать в полной мере адекватными. Эти модели не базируются на общепринятых постулатах фундаментальных научных законов, полученных к настоящему времени в механике и физике, и поэтому их можно считать весьма спорными. Кроме того, они требуют весьма щепетильного подхода к точности проведения экспериментальных исследований и идентификации их результатов. Количество и ширина охвата всех возможных комбинаций базовых параметров должна быть максимальной, что нельзя считать выполнимым в полной мере в настоящее время.

Список цитированных источников

1. Fernández Ruiz, M. Post-punching behavior of flat slabs / M. Fernández Ruiz, Y. Mirzaei, A. Muttoni // ACI Struct. J. – 2013, Vol. 110. – P. 801–812.
2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий = Праектаванне жалезабетонных канструкцый. Частка 1-1. Агульныя правілы і правілы для будынкау : ТКП EN 1992-1-1-2009. – Введ. 10.12.2009. – Минск : СЕН/ТС 250 «Еврокоды конструкций» : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 207 с.
3. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures : prEN 1992-1-1:2018 Eurocode 2. – Final draft of April 2018 by the Project Team SC2.T1 working on Phase 1 of the CEN/TC 250 work programme under Mandate M/515. – 293 p.
4. fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), Switzerland, 2013. – 432 p.

5. Byiliding Code Requirements for Structural Concrete and Commentary : ACI 318R-02.

6. Ramos Bernardo, J.T. The mechanics of punching in reinforced concrete slabs and footings without shear reinforcement : Ph.D. thesis : 12.03.2018 / J.T. Ramos Bernardo. – Lausanne Polytechnic School, 2018. – 223 p.

7. Vecchio, F. J. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear / F. J. Vecchio, M. P. Collins // ACI Journal Proceedings. – 1986. – Vol. 83, iss. 2. – P. 219–231.

8. Lu, S. A Novel Feature Selection Approach Based on Tree Models for Evaluating the Punching Shear Capacity of Steel Fiber-Reinforced Concrete Flat Slabs / S. Lu, M. Koopialipoor, P. G. Asteris, M. Bahri and D.J. Armaghani // Materials. – 2020.

9. ResearchGate [Electronic resource] : Article Evaluating Punching Shear Strength of Slabs without Shear Reinforcement Using Artificial Neural Networks – Mode of access: https://www.researchgate.net/publication/289061608_Evaluating_punching_shear_strength_of_slabs_without_shear_reinforcement_using_artificial_neural_networks. – Date of access: 10.09.2022.

10. Crystals [Electronic resource] : Article Interpretable Machine Learning Models for Punching Shear Strength Estimation of FRP Reinforced Concrete Slabs. – Mode of access: <https://doi.org/10.3390/cryst12020259>. – Date of access: 10.09.2022.

11. Основы проектирования строительных конструкций = Основы проектирования будаунічных канструкцый : ТКП EN 1990-2011. – Введ. 15.11.2012. – Минск : СЕН/ТС 250 «Конструкционные Еврокоды» : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2011. – 70 с.

12. Университет искусственного интеллекта [Электронный ресурс] : Что такое нейронные сети, что они могут, и как написать нейронную сеть на Python? – Режим доступа: <https://neural-university.ru/neural-networks-basics>. – Дата доступа: 10.09.2022.

References

1. Fernández Ruiz, M. Post-punching behavior of flat slabs / M. Fernández Ruiz, Y. Mirzaei, A. Muttoni // ACI Struct. J. – 2013, Vol. 110. – P. 801–812.

2. Proektirovanie zhelezobetonnykh konstrukcij. CHast' 1-1. Obshchie pravila i pravila dlya zdaniy = Praektavanne zhalezabetonnykh kanstrukcyj. CHastka 1-1. Agul'nyya pravily i pravily dlya budynkau : ТКР EN 1992-1-1-2009. – Vved. 10.12.2009. – Minsk : CEN/TS 250 «Evrokody konstrukcij» : Ministerstvo arhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus', 2009. – 207 s.

3. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures : prEN 1992-1-1:2018 Eurocode 2. – Final draft of April 2018 by the Pro-ject Team SC2.T1 working on Phase 1 of the CEN/TC 250 work programme under Mandate M/515. – 293 p.

4. **fib** Model Code for Concrete Structures 2010. – Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), Switzerland, 2013. – 432 p.

5. Byiliding Code Requirements for Structural Concrete and Commentary : ACI 318R-02.

6. Ramos Bernardo, J.T. The mechanics of punching in reinforced concrete slabs and footings without shear reinforcement : Ph.D. thesis : 12.03.2018 / J.T. Ramos Bernardo. – Lausanne Poly-technic School, 2018. – 223 p.

7. Vecchio, F. J. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear / F. J. Vecchio, M. P. Collins // ACI Journal Proceedings. – 1986. – Vol. 83, iss. 2. – P. 219–231.

8. Lu, S. A Novel Feature Selection Approach Based on Tree Models for Evaluating the Punching Shear Capacity of Steel Fiber-Reinforced Concrete Flat Slabs / S. Lu, M. Koopialipour, P. G. Asteris, M. Bahri and D.J. Armaghani // Materials. – 2020.

9. ResearchGate [Electronic resource] : Article Evaluating Punching Shear Strength of Slabs without Shear Reinforcement Using Artificial Neural Networks – Mode of access: https://www.researchgate.net/publication/289061608_Evaluating_punching_shear_strength_of_slabs_without_shear_reinforcement_using_artificial_neural_networks. – Date of access: 10.09.2022.

10. Crystals [Electronic resource] : Article Interpretable Machine Learning Models for Punching Shear Strength Estimation of FRP Reinforced Concrete Slabs. – Mode of access: <https://doi.org/10.3390/cryst12020259>. – Date of access: 10.09.2022.

11. Osnovy proektirovaniya stroitel'nyh konstrukcij = Asnovy praektavannaya buda-unichyh kanstrukcyj : TKP EN 1990-2011. – Vved. 15.11.2012. – Minsk : CEN/TS 250 «Konstrukcionnye Evrokody» : Ministerstvo arhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus', 2011. – 70 s.

12. Universitet iskusstvennogo intellekta [Elektronnyj resurs] : CHto takoe nejronnye seti, chto oni mogut, i kak napisat' nejronnuyu set' na Python? – Rezhim dostupa: <https://neural-university.ru/neural-networks-basics>. – Data dostupa: 10.09.2022.

УДК 624.014

ПЕРСПЕКТИВНЫЕ И НЕОБХОДИМЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ В ОБЛАСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В. В. Надольский¹

¹ К. т. н., доцент, доцент кафедры технологии строительного производства
УО «Брестский государственный технический университет»,
Брест, Беларусь, e-mail : Nadolski@mail.by

Реферат

Постоянные теоретические и экспериментальные исследования стимулируют развитие методов проектирования, что, в свою очередь, вызывает необходимость обновлять нормы проектирования с учётом потребностей и текущей ситуации реального сектора. В отечественной и мировой практике проектирования стальных конструкций можно выделить ряд актуальных направлений совершенствования нормативных документов, которые являются востребованными на сегодняшний день. В данной статье представлен анализ и обоснование перспективных направлений совершенствования нормативных документов в области стальных конструкций. Решение перечисленных приоритетных направлений и регламентация технических указаний в нормативных документах позволит улучшить качество проектных работ, снизить субъективизм принятия проектных решений,

тем самым повысив надёжность решений, в ряде случаев без снижения надёжности получить более экономичные и современные конструктивные решения. Подводя итог, можно выделить, ряд приоритетных направлений, которые невозможно будет обойти стороной при обновлении нормативных документов: регламентация указаний, связанных с выполнением структурного анализа; регламентация правил проектирования стальных конструкций на основе экспериментальных данных; регламентация правил проектирования стальных конструкций на основе численных моделей сопротивления; регламентация правил проектирования стальных конструкций с учётом особого воздействия; регламентация правил оценки соответствия существующих конструкций современным требованиям и дальнейшее прогнозирование проектного срока эксплуатации; регламентация правил анализа и обеспечения надёжности стальных конструкций, в том числе социально-экономическая оптимизация рисков наступлений предельных состояний.

Ключевые слова: структурный анализ, экспериментальные данные, численные модели сопротивления, особое воздействие, существующие конструкции.

PROSPECTIVE AND NECESSARY DIRECTIONS OF DEVELOPMENT OF STANDARDS IN THE FIELD OF DESIGN OF STEEL STRUCTURES

V. Nadolski

Abstract

Constant theoretical and experimental research stimulate the development of design methods, which in turn causes the need to update design standards taking into account the needs and current situation of the real sector. In the domestic and world practice of designing steel structures, it is possible to identify a number of relevant areas for improving design standards that are in demand today. This article presents an analysis and justification of promising areas for improving design standards in the field of steel structures. The solution of the listed priority areas and the regulation of technical instructions in regulatory documents will improve the quality of design work, reduce the subjectivity of making design decisions, thereby increasing the reliability of solutions, in some cases, without reducing reliability, to obtain more economical and modern design solutions. Summing up, it is possible to identify a number of priority areas that cannot be bypassed when updating standards: regulation of rules related to the implementation of structural analysis; regulation of the rules for the design of steel structures based on experimental data; regulation of the rules for the design of steel structures based on numerical resistance models; regulation of the rules for the design of steel structures taking into account accidental actions; regulation of the rules for assessing the compliance of existing structures with modern requirements and further forecasting of the design life; regulation of the rules for the analysis and reliability of steel structures, including socio-economic optimization of the risks.

Keywords: structural analysis, experimental data, numerical models of resistance, accidental action, existing structures.

Введение

Постоянные теоретические и экспериментальные исследования совершенствуют существующие и вносят новые подходы к проектированию строительных конструкций, в ряде случаев открывают возможности для применения новых эффективных и современных конструктивных решений. Все это вызывает необходимость обновлять и актуализировать нормы проектирования с учётом потребностей и текущей ситуации реального сектора. В отечественной и мировой практике проектирования стальных конструкций можно выделить ряд актуальных направлений совершенствования нормативных документов, которые являются востребованными в теоретическом и практическом плане на сегодняшний день. Далее пойдёт речь о наиболее актуальных направлениях совершенствования нормативных документов по проектированию стальных конструкций.

Анализ и обоснование перспективных направлений совершенствования нормативных документов в области стальных конструкций

Одно из первых направлений, на которое стоит обратить внимание, это развитие конкретных указаний по выполнению *структурного анализа* (статический, динамический анализ), т.е. по определению эффектов воздействий с учётом несовершенств, эффектов второго рода и т.д. Вычисление эффектов воздействий является одним из самых сложных и неосвещённых в нормативных документах по проектированию строительных конструкций. Сложность заключается в большом разнообразии конструктивных схем и сопряжённым с этим субъективизме в создании расчётных схем и выборе метода анализа. В отдельных случаях создание расчётной схемы и её анализ больше похоже на творческий процесс, чем на строго регламентированный. Стоит отметить, что неопределённости определения усилий являются одними из наименее изученных в области конструкционной надёжности. Снижение неопределённости и повышение надёжности возможно только за счёт более подробных указаний в нормативных документах и за счёт повышения квалификации инженеров посредством обучающих курсов, специализированной литературы. Нормативные документы СП 5.04.01 [1] СП 16.13330 [2], базирующиеся на положениях СНиП, как правило, дают только общие указания по статическому расчёту, в отдельных случаях ориентированные на приближенные методы оценки эффектов воздействий 30-40 летней давности. При этом автор не снижает их полезность для понимания и поверочных расчётов и в современных условиях, однако развитие вычислительной техники позволяет использовать намного более точные модели определения эффектов воздействий. Нормативные документы ТКП EN 1993-1-1 [3], ТКП EN 1993-1-8 [4], базирующиеся на положениях Еврокод, продвинулись в этом вопросе намного дальше – внесены указания по определению и учёту жёсткости узловых сопряжений, изменению геометрии в процессе приложения нагрузок (так называемые эффекты второго порядка как частный случай геометрической нелинейности), прямым методам проверки устойчивости элементов конструкций. За последние десятилетия уточнены и гармонизированы указания учёта эффектов второго порядка, несовершенств и взаимосвязанные с ними проверки устойчивости элементов, которые следует включить в последние редакции нормативных документов. Пилотно можно выделить несколько видов структурного анализа в зависимости от необходимых проверок, которые влияют на сложность расчёта (см. таблицу 1), которые необходимо регламентировать в нормативных документах [5, 6].

Таблица 1 – Виды структурного анализа

Расчётный случай	Р-Δ и Р-δ	Несов.	Анализ	Устойчи- вость
<p>Если глобальными и локальными эффектами второго порядка можно пренебречь, и изгибно-крутильная форма потери устойчивости невозможна или исключается конструктивными мерами, то:</p> <ul style="list-style-type: none"> — внутренние силы и моменты могут быть определены на основе глобального анализа первого порядка; — несовершенства не нужно включать в глобальный анализ; — проверка сопротивления поперечного сечения должна проводиться; — проверка устойчивости отдельных элементов может быть опущена. 	$\alpha_{cr,sw} \geq 10$ $\alpha_{cr,ns} \geq 25$	—	Первого порядка	—
<p>Если глобальными и локальными эффектами второго порядка можно пренебречь, но возможна изгибно-крутильная форма потери устойчивости, то:</p> <ul style="list-style-type: none"> — внутренние силы и моменты могут быть определены на основе глобального анализа первого порядка; — несовершенства не нужно включать в глобальный анализ; — проверка сопротивления поперечного сечения должна проводиться; — требуется проверка устойчивости отдельных элементов из плоскости. 	$\alpha_{cr,sw} \geq 10$ $\alpha_{cr,ns} \geq 25$	—	Первого порядка	Из плоскости, расчётные длины для локальных форм потери устойчивости
<p>Если глобальными эффектами второго порядка можно пренебречь, но локальными эффектами второго порядка нельзя пренебрегать, то:</p> <ul style="list-style-type: none"> — внутренние силы и моменты могут быть определены на основе глобального анализа первого порядка; — локальными несовершенствами можно пренебречь в глобальном анализе, но необходимо учитывать глобальные несовершенства; — проверка сопротивления поперечного сечения должна проводиться; — проверка сопротивления устойчивости отдельных элементов в плоскости и из плоскости требуется с учётом соответствующих расчётных длин для локальных форм потери устойчивости и соответствующих диаграмм изгибающих моментов. 	$\alpha_{cr,sw} \geq 10$ $\alpha_{cr,ns} < 25$	Глобальные несовершенства	Первого порядка	В плоскости и из плоскости, расчётные длины для локальных форм потери устойчивости

<p>Если нельзя пренебрегать локальными и глобальными эффектами второго порядка, то:</p> <ul style="list-style-type: none"> — внутренние силы и моменты должны определяться на основе глобального анализа второго порядка; — глобальные несовершенства должны быть включены в глобальный анализ, <i>а локальные несовершенства могут быть проигнорированы в глобальном анализе;</i> — при проверке сопротивления поперечного сечения следует использовать частичный коэффициент γ_{M1} вместо γ_{M0}; — требуется проверка сопротивления устойчивости отдельных элементов в плоскости и из плоскости и должна основываться на внутренних силах и моментах второго порядка, однако распределение внутренних сил и моментов между концами элементов может быть определено на основе теории первого порядка; — может использоваться расчётная длина в плоскости для локальной формы потери устойчивости. 	$\alpha_{cr,sw} < 10$ $\alpha_{cr,ns} < 25$	Глобальные несовершенства	Второго порядка	В плоскости и из плоскости, расчётные длины для локальных форм потери устойчивости
<p>Если нельзя пренебрегать локальными и глобальными эффектами второго порядка, <i>а локальные несовершенства должны быть учтены в глобальном анализе</i> то:</p> <ul style="list-style-type: none"> — внутренние силы и моменты должны определяться на основе глобального анализа второго порядка; — в глобальный анализ включены все эффекты второго порядка в плоскости, а также глобальные и локальные несовершенства; — при проверке сопротивления поперечного сечения следует использовать частичный коэффициент γ_{M1} вместо γ_{M0}; — проверка устойчивости отдельных элементов в плоскости может быть опущена; — требуется проверка устойчивости отдельных элементов из плоскости. 	$\alpha_{cr,sw} < 10$ $\alpha_{cr,ns} < 25, N_{cr} / N_{Ed} < 4$	Глобальные и локальные несовершенства	Второго порядка	Из плоскости, расчётные длины для локальных форм потери устойчивости
<p>Если в глобальном анализе учтены все эффекты второго порядка в плоскости и из плоскости, включая эффекты кручения, и учтены глобальные, локальные несовершенства в плоскости и из плоскости:</p> <ul style="list-style-type: none"> — внутренние силы и моменты должны определяться на основе глобального анализа второго порядка; — при проверке сопротивления поперечного сечения следует использовать частичный коэффициент γ_{M1} вместо γ_{M0}; — проверка устойчивости отдельных элементов может быть опущена. 	$\alpha_{cr,sw} < 10$	Глобальные и локальные несовершенства, включая кручение.	Второго порядка	—

<p>Если при глобальном анализе нельзя пренебрегать локальными и/или глобальными эффектами второго порядка, альтернативно можно использовать "Метод эквивалентной колонны" для проверки устойчивости отдельных элементов:</p> <ul style="list-style-type: none"> — внутренние силы и моменты могут быть определены на основе глобального анализа первого порядка; — несовершенства не нужно включать в глобальный анализ; — проверка сопротивления поперечного сечения должна проводиться; — проверка устойчивости отдельных элементов может быть выполнена с учётом соответствующих расчётных длин каждого отдельного элемента; — последствия пренебрежения эффектами второго порядка при определении внутренних сил и моментов следует учитывать при проектировании узлов и соединённых элементов, включая проверку устойчивости отдельных элементов из плоскости. 	$\alpha_{cr,sw} < 10$ $\alpha_{cr,ns} < 25$		Первого порядка	В плоскости и из плоскости, расчётная длина с учётом глобальных форм потери устойчивости
<p>Примечание:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Глобальными эффектами второго порядка можно пренебречь, если $\alpha_{cr,sw} = F_{cr,sw} / F_{Ed} \geq 10$, где $F_{cr,sw}$ — критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по глобальной форме. 2. Локальными эффектами второго порядка можно пренебречь, если $\alpha_{cr,ns} = F_{cr,ns} / F_{Ed} \geq 25$, где $F_{cr,ns}$ — критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по локальной изгибной форме. Крутильная, изгибно-крутильная формы не рассматриваются. 3. Изгибно-крутильная форма потери устойчивости невозможна или исключается конструктивными мерами: для определённых типов сечений, например, замкнутых сечений (прямоугольные, круглые трубы) и эквивалентных сварных коробчатых сечений; когда на элементы с одно- или двусимметричными сечениями действуют только изгибающие моменты относительно слабой оси; в случае достаточного раскрепления сжатого пояса или ограничения предельной гибкости по изгибно-крутильной форме. 4. Локальные несовершенства необходимо учитывать в глобальном анализе, если выполняются следующие условия: по меньшей мере одно соединение, воспринимающее момент в одном конце элемента; $N_{cr} / N_{Ed} < 4$, где N_{cr} — критическая осевая сила, определённая для потери устойчивости в плоскости, вычисленная для элемента в предположении шарнирного опирания по концам. 				

Следующим важным направлением, которое приобретает все большую практическую значимость является **проектирование стальных конструкций на основе экспериментальных данных** [7, 8]. Методы проектирования на основе расчёта (формульные проверки) применимы только для конструкций, свойства материалов и геометрические параметры которых находятся в области, для которой накоплен достаточный опыт и доступны экспериментальные данные. В противоположных случаях более объективным и экономичным методом проектирования следует считать проектирование на основе экспериментальных данных. Испытания необходимы: при отсутствии адекватных расчётных моделей; при использовании большого количества однотипных элементов конструкций; для подтверждения допущений, принятых в расчётах (СН 2.01.01 [9]).

Одно из передовых направлений, которое меняет общее представление о определении несущей способности строительных конструкций и открывает со-

вершено новый этап развития методов проектирования является **проектирование стальных конструкций на основе численных моделей сопротивления** [10-13]. Использование численных моделей сопротивления, компьютерных расчётов, получает все большее распространение в мировой практике проектирования строительных конструкций. В условиях современного быстрого совершенствования технологий все шире и интенсивнее используют новые оригинальные конструктивные формы, для которых существующие расчётные модели не регламентированы в нормах проектирования или неприменимы, в ряде случаев существующие методики ограничены, консервативны или полностью отсутствуют. Для преодоления таких трудностей всё большее распространение получают численные методы расчёта с помощью компьютерных программ. Многие расчёты сложных конструктивных решений выполняют только с использованием численных методов, однако, их реализация вызывает большие дискуссии из-за отсутствия единых подходов к разработке, интерпретации численных моделей и обеспечению надёжности строительных конструкций, спроектированных с использованием данного метода.

Проектирование стальных конструкций на основе численных моделей сопротивления можно применять:

1) при отсутствии расчётных моделей сопротивления, например, для новых конструктивных решений, для которых недостаточно накоплено экспериментальных данных, выполнено мало исследований и, соответственно, отсутствуют нормативно закреплённые модели сопротивления. Примером таких решений могут служить балки со стеклянной стенкой и металлическими поясами, привлекающие своей эстетичностью.

2) при «ограниченных» расчётных моделях сопротивления, например, для относительно новых конструктивных решений, для которых подтверждена эффективность, выполнено довольно много исследований, и такие решения с каждым днём получают более широкое распространение, однако, расчётные методики плохо отражены в нормативных документах или имеют существенные ограничения по конструктивным исполнениям или видам проверок. Примерами таких конструктивных решений могут служить перфорированные и гофрированные элементы, эффективность которых подтверждена большим количеством исследований и даже практикой применения, однако, в большинстве случаев эти решения применяются отдельными производителями с ограниченным набором конструктивных решений. Основная причина сдерживания их распространения – ограниченность моделей сопротивления. Например, для гофрированных балок есть отдельные методики расчёта с трапециевидным видом гофр, для перфорированных или только с круглым, или только с шестиугольным видом отверстий.

3) при отсутствии адекватных расчётных моделей сопротивления, например, для в целом хорошо изученных и повсеместно распространённых конструктивных решений, однако, для которых отдельные модели сопротивления очень сложны или консервативны. Примерами таких решений могут служить тонкостенные элементы при проверках с учётом потери местной устойчивости. Анализ моделей сопротивления показывает, что они очень консервативны, что обусловлено в большей мере большим количеством параметров, влияющих на поведение элемента, и, соответственно, сложностью разработки точных моделей сопротивления.

4) при использовании большого количества однотипных элементов конструкций. Как правило, большинство нормативно закреплённых моделей имеют не большой консерватизм в оценивании значений сопротивлений, поэтому для большого количества однотипных элементов даже небольшое снижение консерватизма модели может сопровождаться существенным экономическим эффектом без снижения надёжности.

5) при подтверждении допущений, принятых в расчётах, т.е. при использовании компьютерных численных моделей сопротивления в качестве альтернативного инструмента оценки существующих методик расчёта, который позволяет более универсально учесть всю специфику проектируемого элемента.

б) для сокращения объёма дорогостоящих экспериментальных испытаний посредством так называемых численных экспериментов. Численное моделирование часто используют в связи с отсутствием возможности осуществления натурального эксперимента (частичное замещения реальных экспериментов) или для тщательного изучения влияний различных параметров. Эта область применения дополняет и расширяет вышеотмеченные направления совершенствования нормативных документов в области проектирования на основе экспериментальных данных.

При этом ряд действующих нормативных документов допускают использование численных моделей сопротивления СН 2.01.01 [9]; ТКП EN 1993-1-1 [3]; ТКП EN 1993-1-8 [4]; СП 5.04.01 [1]. Однако отмеченные документы не содержат конкретных указаний по процедуре анализа и интерпретации численных моделей сопротивления, что на практике вызывает много сложностей. Как видно развитие метода проектирования стальных конструкций на основе численных моделей сопротивления и его внедрение в нормы проектирования позволит обеспечить применение в практике строительства современных конструктивных решений, для которых модели сопротивления ограничены, экономически не эффективны или отсутствуют. Это поддержит экономический и технический прогресс развития строительной отрасли, снизит расход материала для стальных конструкций, в том числе для серийных конструктивных решений, благодаря применению более универсальных численных компьютерных моделей сопротивления, снижающих консерватизм упрощённых расчётных зависимостей.

Из важных концептуальных направлений совершенствования нормативных документов следует выделить **проектирование стальных конструкций с учётом особого воздействия** [14, 15]. На сегодняшний день проблема восприятия особого воздействия и обеспечения, оценки живучести зданий является малоисследованной. Существует множество примеров аварий, после которых здание имело серьёзные повреждения, которым сопутствовали большие человеческие жертвы. Нужно отметить, что причиной аварий не была целенаправленная террористическая деятельность или военные действия, а обычные случаи, возможные при эксплуатации здания. Основной причиной вышеизложенного является отсутствие единой и «чёткой» методики и концепции для обеспечения восприятия особого воздействия и живучести конструкции по национальным нормам. С введением системы Еврокода ситуация изменилась в лучшую сторону, так в рамках ТКП EN 1991-1-7 [16] изложены стратегии при расчёте особых воздействий. Следует отметить, что европейским комитетом планируется разработка

самостоятельного нормативного документа “Robustness” (живучесть) со своими правилами и положениями, не являющимся частью ТКП EN 1991-1-7 [16]. Это ещё раз подчёркивает, что вопрос живучести является достаточно обширным и требующим дополнительной и тщательной проработки. Как показал обзор [14, 15] стратегий локализации последствий разрушения, требования стандарта являются очень неконкретными в ряде случаев, что приводит к их субъективному толкованию. Ещё больше практическая реализация осложняется тем, что данные требования являются довольно новыми для проектировщиков постсоветского пространства, а также отсутствием разъяснительной литературы.

Также немаловажным направлением является **оценка технического состояния существующих конструкций, оценка соответствия этих конструкций современным требованиям и дальнейшее прогнозирование проектного срока эксплуатации**. В этом направлении одними из неохваченных вопросов остаются определение целевых индексов надёжности и частных коэффициентов с учётом срока эксплуатации и планируемого дальнейшего срока эксплуатации. Оценка технического состояния существующих зданий часто указывает на недостаточную надёжность и необходимость их усиления или замены. Эта ситуация может быть решена путём применения передовых методов оценки надёжности, которые смягчают консерватизм упрощённых методов, используемых в инженерной практике. Применение передовых методов оценки существующих конструкций может способствовать достижению целей в области устойчивого развития. В октябре 2015 года Организация Объединённых Наций приняла резолюцию 70/1 “Преобразование нашего мира: Повестка дня в области устойчивого развития на период до 2030 года”, чтобы сбалансировать три аспекта устойчивого развития: экономический, социальный и экологический. Передовые методы оценки существующих конструкций, в частности, могут способствовать достижению цели № 12 “Обеспечение устойчивых моделей потребления и производства”. Соответствующие цели, представленные в резолюции, включают (а) достижение устойчивого управления и эффективного использования природных ресурсов к 2030 году и (б) существенное сокращение отходов путем предотвращения, сокращения, переработки и повторного использования.

Оценка существующих стальных конструкций может быть улучшена путём определения соответствующего целевого уровня надёжности и методов проверки. Целевой уровень надёжности может быть определён на основе вероятностной оптимизации с учётом аспектов устойчивого развития, включая затраты, ожидаемые последствия замены и возможные затраты, связанные с отказом. Что касается методов проверки, наиболее эффективные методы проверки основаны на передовых вероятностных подходах, учитывающих фактические условия нагружения и свойства конструкции и связанные с ними последствия отказа.

Немаловажную роль в области нормирования занимают вопросы **современных методов анализа и обеспечения надёжности стальных конструкций**, а также последующие социально-экономические оптимизации рисков наступлений предельных состояний. В это направление можно отнести регламентацию вероятностных моделей базисных переменных на основе систематических обновлений статистических характеристик, регламентацию целевых значений индексов надёжности с учётом времени и последствий отказа, непараметрическое статистическое моделирование надёжности конструктивных систем и т.д.

По мимо концептуальных направлений развития нормативных документов можно выделить ряд более мелких, но не менее значимых с практической точки зрения, вопросов, которым следует уделить внимание в ближайшие годы развития нормативных документов:

- классификация сечений по длине элемента в зависимости от соотношения силовых факторов;
- проверки устойчивости частей сечения и формы сечения с учётом стадии нагружения;
- расчёт элементов, подверженных действию продольной силы и изгибающего момента;
- расчёт на кручение и совместное действие силовых факторов;
- расчёт на устойчивость элементов с несимметричными сечениями;
- расчёт перфорированных, гофрированных, переменной жёсткости (в том числе ступенчатые колонны) и элементов с большими отверстиями;
- регламентация предельных деформаций для промышленных зданий

Заключение

В статье представлен обзор направлений развития нормативных документов в области проектирования стальных конструкций, которым следует уделить внимание в ближайшие годы. Решение перечисленных приоритетных направлений и регламентация технических указаний в нормативных документах позволит улучшить качество проектных работ, снизить субъективизм принятия проектных решений, тем самым повысив надёжность решений, в ряде случаев без снижения надёжности получить более экономичные и современные конструктивные решения. Подводя итог, можно выделить ряд приоритетных направлений, которые невозможно будет обойти стороной при обновлении нормативных документов:

- регламентация указаний, связанных с определением эффектов воздействий;
- регламентация правил проектирования стальных конструкций на основе экспериментальных данных;
- регламентация правил проектирования стальных конструкций на основе численных моделей сопротивления;
- регламентация правил проектирования стальных конструкций с учетом особого воздействия;
- регламентация правил оценки соответствия существующих конструкций современным требованиям и дальнейшее прогнозирование проектного срока эксплуатации;
- регламентация правил анализа и обеспечения надежности стальных конструкций, в том числе социально-экономическая оптимизация рисков наступлений предельных состояний.

В качестве сопутствующих задач при разработке строительных норм и строительных правил необходимо обеспечить единообразие терминов и определений, за основополагающий документ необходимо принять СН «Основы проектирования строительных конструкций» [9], устанавливающие требования к обеспечению надежности строительных конструкций.

Список цитированных источников

1. СП 5.04.01-2021. Стальные конструкции. – Введ. 2021-06-10. – Минск : Минстройархитектуры, 2021.

2. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*(с Поправками, с Изменениями N 1, 2). М.: Стандартинформ, 2017.
3. ТКП EN 1993-1-1-2009 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – М: МАиС, 2014. – 88 с.
4. ТКП EN 1993-1-8-2009 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений. – М: МАиС, 2014. – 93 с.
5. Мартынов, Ю. С. Особенности статического расчета по ТКП EN 1993-1-1 / Ю. С. Мартынов, В. В. Надольский // Строительная наука и техника. – 2011. – № 4(37). – С. 50–53.
6. Надольский В.В. Проверка устойчивости стальных элементов согласно ТКП EN 1993-1-1 / В. В. Надольский, Ф. А. Верёвка // Теория и практика исследований, проектирования и САПР в строительстве: сборник статей Международной научно-технической конференции; 27 марта 2020 года / БрГТУ; редкол.: Н. Н. Шалобыта [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2020. – С. 133–140.
7. Мартынов Ю.С. Стеновые панели на основе кассетных профилей. Часть 1. Теоретические исследования/ Ю.С. Мартынов, В. В. Надольский Веревка Ф.А. // Строительство и реконструкция. – 2019. – №4 (84) – С.26-37.
8. Надольский В.В. Стеновые панели на основе кассетных профилей. Часть 2. Экспериментальные исследования/ Ю.С. Мартынов, В. В. Надольский, Веревка Ф.А. // Строительство и реконструкция. – 2019. – № 5(85) – С.35-47.
9. СН 2.01.01-2019. Основы проектирования строительных конструкций – Введ. 08.09.20. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 83 с.
10. Надольский В. В. Оценка несущей способности стальной балки методом конечных элементов при совместном действии локальных и сдвиговых усилий / В. В. Надольский, В.И. Подымако // Строительство и реконструкция. – 2022. – №2 (100) – С.26-43.
11. Nadolski V. Pilot numerical analysis of resistance of steel beams under combined shear and patch loading. / V. Nadolski, J. Marková, V. Podymako, M. Sykora // Proceedings of conference Modelling in Mechanics 2022, Ostrava, 26-27 May 2022. Ostrava: VSB - Technical University of Ostrava, Faculty of Civil Engineering, Fakulta stavební, 2021, ISBN 978-80-248-4560-9 (Print), ISBN 978-80-248-4561-6 (Online), p. 21 (celý článek CD-ROM, 8 p.).
12. Sykora M. Pilot comparison of semi-probabilistic methods applied to RC structures with multiple failure modes / M. Sykora, V. Nadolski, L. Novak, D. Novak, D. Diamantidis // Proceedings of fib International Congress 2022 Oslo, 12–16 June 2022, Oslo. 10 p, <https://doi.org/10.1002/suco.202270040>.
13. Надольский В. В. Оценка несущей способности балок с гофрированной стенкой методом конечных элементов при действии локальной нагрузки / В. В. Надольский, А.И. Вихляев // Вестник МГСУ. – 2022. – Т. 17. – Вып. 6. – С. 693–706. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.6.693-706.
14. Надольский, В.В. Проблемы реализации стратегии локализации разрушения в следствии особого воздействия применительно к стальным конструкциям / Надольский В. В., Тур А. В., Конашков А. О. // Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САП): сборник статей II Международной научно-технической конференции. – Брест: Издательство БрГТУ, 2018. – С.99-109.

15. Надольский В.В. Восприятие особого воздействия в зданиях со стальным каркасом и перекрытием из сборных железобетонных многопустотных плит / В. В. Надольский, А.О. Конашков // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров: сборник научных статей XXI Международного научно-методического семинара / БрГТУ; редкол.: Н.Н. Шалобыта [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2018. – Ч. 1 – С. 217-22.

16. ТКП EN 1991-1-7-2009 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-7. Общие воздействия. Особые воздействия. – М: МАиС, 2010. - 47с.

References

1. SP 5.04.01-2021. Stal'nye konstrukcii. – Vved. 2021-06-10. – Minsk : Minstrojar-hitektury, 2021.

2. SP 16.13330.2017. Stal'nye konstrukcii. Aktualizirovannaja redakcija SNiP П-23-81*(s Popravkami, s Izmenenijami N 1, 2). М.: Standartinform, 2017.

3. ТКП EN 1993-1-1-2009 Еврокод 3. Proektirovanie stal'nyh konstrukcij. Chast' 1-1. Obshhie pravila i pravila dlja zdaniy. – М: МАиС, 2014. – 88 s.

4. ТКП EN 1993-1-8-2009 Еврокод 3. Proektirovanie stal'nyh konstrukcij. Chast' 1-8. Raschet soedinenij. – М: МАиС, 2014. – 93 s.

5. Martynov, Ju. S. Osobennosti staticheskogo rascheta po ТКП EN 1993-1-1 / Ju. S. Mar-tynov, V. V. Nadol'skij // Stroitel'naja nauka i tehnika. – 2011. – № 4(37). – S. 50–53.

6. Nadol'skij V.V. Proverka ustojchivosti stal'nyh jelementov soglasno ТКП EN 1993-1-1 / V. V. Nadol'skij, F. A. Verjovka // Teorija i praktika issledovanij, proektirovanija i SAPR v stroitel'stve: sbornik statej Mezhdunarodnoj nauchno-tehnicheskoy konferencii; 27 marta 2020 goda / BrGTU; redkol.: N. N. Shalobyta [i dr.]. – Brest: BrGTU, 2020. – S. 133–140.

7. Martynov Ju.S. Stenovye paneli na osnove kassetnyh profilej. Chast' 1. Teoreticheskie issledovanija/ Ju.S. Martynov, V. V. Nadol'skij Verevka F.A. // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – 2019. – №4 (84) – S.26-37.

8. Nadol'skij V.V., Stenovye paneli na osnove kassetnyh profilej. Chast' 2. Jeksperimental'nye issledovanija/ Ju.S. Martynov, V. V. Nadol'skij Verevka F.A. // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – 2019. – № 5(85) – S.35-47.

9. SN 2.01.01-2019. Osnovy proektirovanija stroitel'nyh konstrukcij – Vved. 08.09.20. – Minsk : Minstrojarhitektury, 2020. – 83 s.

10. Nadol'skij V. V. Ocenka nesushhej sposobnosti stal'noj balki metodom konechnykh jelementov pri sovместном dejstvii lokal'nyh i sdvigovykh usilij /V. V. Nadol'skij, V.I. Podymako // Stroitel'stvo i rekonstrukcija. – 2022. – №2 (100) – S.26-43.

11. Nadolski V. Pilot numerical analysis of resistance of steel beams under combined shear and patch loading. / V. Nadolski, J. Marková, V. Podymako, M. Sykora // Proceedings of conference Modelling in Mechanics 2022, Ostrava, 26-27 May 2022. Ostrava: VSB - Technical University of Ostrava, Faculty of Civil Engineering, Fakulta stavební, 2021, ISBN 978-80-248-4560-9 (Print), ISBN 978-80-248-4561-6 (Online), p. 21 (celý článek CD-ROM, 8 p.).

12. Sykora M. Pilot comparison of semi-probabilistic methods applied to RC structures with multiple failure modes / M. Sykora, V. Nadolski, L. Novak, D. Novak, D. Diamantidis // Pro-ceedings of fib International Congress 2022 Oslo, 12–16 June 2022, Oslo. 10 p.

13. Nadol'skij V. V. Ocenka nesushhej sposobnosti balok s gofrirovannoj stenкой meto-dom konechnyh jelementov pri dejstvii lokal'noj nagruzki. /V. V. Nadol'skij, A.I. Vihljaev // Vestnik MGSU. – 2022. – T. 17. – Vyp. 6. – S. 693–706.

14. Nadol'skij, V.V. Problemy realizacii strategii lokalizacii razrushenija v sledstvii osobogo vozdejstvija primenitel'no k stal'nym konstrukcijam. Nadol'skij V. V., Tur A. V., Konashkov A. O. //, Teorija i praktika issledovanij i proektirovanija v stroitel'stve s primeneniem sistem avtomatizirovannogo proektirovanija (SAP): sbornik statej II Mezhdunarodnoj nauchno-tehnicheskoi konferencii. – Brest: Izdatel'stvo BrGTU, 2018. – S.99-109.

15. Nadol'skij V.V. Vosprijatie osobogo vozdejstvija v zdaniyah so stal'nym kar-kasom i perekrytiem iz sbornyh zhelezobetonnyh mnogopustotnyh plit / V.V. Nadol'skij, A.O. Konashkov // Perspektivnye napravlenija innovacionnogo razvitija stroitel'stva i podgotovki inzhenernyh kadrov: sbornik nauchnyh statej XXI Mezhdunarodno-go nauchno-metodicheskogo seminaru / BrGTU; redkol.: N.N. Sha-lobyta [i dr.]. – Brest: BrGTU, 2018. –Ch. 1 – S. 217-22.

16. ТКР EN 1991-1-7-2009 Evrokod 1. Vozdejstvija na konstrukcii. Chast' 1-7. Obshhie vozdejstvija. Osobyje vozdejstvija. – M: MAiS, 2010. - 47с.

УДК 691:536.2

УЧЕТ ОСОБЕННОСТЕЙ ПОРИСТОЙ СТРУКТУРЫ ПРИ РАСЧЕТЕ ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ ВЛАЖНЫХ ГАЗОСИЛИКАТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

В. И. Никитин¹, Б. Бацкель-Бжозовска², С. К. Никитин³

*¹ Доктор технических наук, профессор, профессор кафедры прикладной механики
УО «Брестский государственный технический университет»,
Брест, Беларусь, e-mail : nik_ol40@mail.ru*

*² Кандидат технических наук, Строительный факультет «Белостокский политехнический
институт», Белосток, Польша, e-mail : b.backiel@pb.edu.pl*

*³ Студент, Факультет электронно-информационных систем УО «Брестский государствен-
ный технический университет», Брест, Беларусь,
e-mail : sniki@protonmail.com*

Реферат

Поровое пространство газосиликатных материалов независимо от плотности, представлено крупными порами, образовавшимися в результате газообразования и мелкими капиллярными порами. При впитывании жидкой влаги заполняются только капиллярные поры. Крупные поры содержат паровоздушную смесь. Учитывая такое дву模альное распределение пор по размерам, предлагается двух-этапный метод расчета теплопроводности материала. Вначале следует рассмат-ривать неоднородную трехкомпонентную систему, состоящую из твердого ске-лета, в мелкопористой части которого находится газ и жидкая влага. Затем учи-тывается бинарная система, первой компонентой которой является упомянутая трехкомпонентная система, а второй — изолированные включения газа в круп-ных порах. Теплопроводности трехкомпонентной и бинарной системы опреде-лялись с помощью зависимостей, построенных с помощью теории обобщенной

проводимости. Установлено, что результаты расчета теплопроводности газосиликатных материалов по предлагаемому методу практически совпадают с полученными опытными значениями. А расчеты, выполненные без учета двуимодального распределения размера пор, дают результаты существенно меньше опытных данных.

Ключевые слова: Эффективная теплопроводность, газосиликатные материалы, двуимодальное распределение размеров пор, моделирование структуры влажного материала, теория обобщенной проводимости.

ACCOUNTING FOR FEATURES OF A POROUS STRUCTURE IN CALCULATING THE THERMAL CONDUCTIVITY OF WET GAS-SILICATE MATERIALS

V. I. Nikitin, B. Backiel-Brzozowska, S. K. Nikitin

Abstract

The pore space of gas silicate materials, regardless of density, is represented by large pores formed as a result of gas formation and small capillary pores. When liquid moisture is absorbed, only capillary pores are filled. Large pores contain a vapor-air mixture. Taking into account such a bimodal pore size distribution, a two-stage method for calculating the thermal conductivity of a material is proposed. First, one should consider an inhomogeneous three-component system consisting of a solid skeleton, in the finely porous part of which there is gas and liquid moisture. Then, a binary system is taken into account, the first component of which is the mentioned three-component system, and the second one is isolated gas inclusions in large pores. The thermal conductivities of the ternary and binary systems were determined using dependencies constructed using the theory of generalized conductivity. It has been established that the results of calculating the thermal conductivity of gas silicate materials using the proposed method practically coincide with the experimental values obtained. And the calculations performed without taking into account the bimodal pore size distribution give results that are significantly less than the experimental data.

Keywords: Effective thermal conductivity, gas silicate materials, bimodal pore size distribution, wet material structure modeling, theory of generalized conductivity.

Введение

Газосиликатные материалы широко используются при возведении наружных стен зданий и сооружений и в сухом состоянии имеют сравнительно низкий коэффициент эффективной теплопроводности. Однако в процессе эксплуатации зданий влагосодержание газосиликатных материалов может существенно повыситься. Так, в работе [1] путем натурного и вычислительного экспериментов установлено, что среднее влагосодержание газосиликатной панели отопляемого здания превысило нормируемое значение в 4-5 раз. Это приводило к повышению теплопроводности материала и снижению теплоизолирующих свойств ограждения.

Одна из причин переувлажнения ограждающих конструкций – одновременное воздействие атмосферных осадков и ветра на рассматриваемую наружную поверхность ограждения, называемое косым дождем [1-4]. Влагосодержание материала наружного слоя ограждения при косом дожде зависит от его интенсивности и продолжительности, а также особенностей поровой структуры материала и может повышаться вплоть до капиллярного водонасыщения [4].

Результаты измерений пористой структуры образцов газосиликата [5-7] показали, что в дифференциальном распределении пор по размерам, независимо от плотности образцов, присутствовало два максимума. Из анализа этих данных следовало, что пористость рассмотренных образцов, в основном, представлена мелкими капиллярными порами ($\approx 10^{-7}$ м) и крупными порами газообразования ($\approx 10^{-4}$ м). При свободном капиллярном впитывании жидкая влага заполняет только мелкие поры, а крупные поры заполнены паровоздушной смесью. По данным наших опытов значения водопоглощения образцов газосиликата плотностью 447 – 614 кг/м³ не превышали половины их пористости. Подобное соотношение наблюдалось и у образцов газосиликата плотности 363 и 407 кг/м³ [8]. Представляется, что в таких случаях определение эффективной теплопроводности газосиликатных материалов нужно выполнять в два этапа. Вначале следует рассматривать неоднородную трехкомпонентную систему, состоящую из твердого скелета (1), в мелкопористой части которого находится газ (2) и жидкая влага (3). Затем учитывать бинарную систему, первой компонентой которой является упомянутая трехкомпонентная система, а второй – изолированные включения газа в крупных порах. К настоящему времени нам неизвестен такой подход к расчету эффективной теплопроводности газосиликатных материалов.

В данной работе представлен двухэтапный метод расчета эффективной теплопроводности материалов, имеющих двумодальное распределение размеров пор. Для определения теплопроводности неоднородной трехкомпонентной системы были использованы зависимости, построенные с помощью методов теории обобщенной проводимости в сочетании с геометрическим моделированием структуры путем перехода к элементарной ячейке [9]. Теплопроводность бинарной системы с изолированными включениями газа вычислялась по известным формулам, приведенным в [10]. Установлено, что результаты расчета теплопроводности газосиликатных материалов по предложенному методу практически совпадают с полученными опытными значениями, а расчеты, выполненные без учета двумодального распределения размера пор дают результаты существенно меньше опытных данных.

2. Геометрическая модель неоднородной трехкомпонентной системы и зависимости для определения ее теплопроводности

При построении геометрической модели трехкомпонентной системы нужно знать объемные концентрации её компонент m_i . Объем образца газосиликатного материала V складывается из объема твердого скелета V_s , объема мелких V_{sp} и крупных V_{bp} пор. Объем рассматриваемой в данном случае трехкомпонентной системы V' равен сумме $V_s + V_{sp}$. Объем твердого скелета V_s можно определить с помощью пикнометрии, а объем мелких пор V_{sp} приравнять объему жидкой влаги, впитанной образцом материала при его погружении в воду V_{sat} . Объем мелких пор $V_{sp} = V_{sat}$ заполняется жидкой влагой объема $V_w \leq V_{sp}$. В результате

получим следующие значения интересующих нас объемных концентраций компонент: твердой $m_1 = V_s / V'$, жидкой $m_3 = V_w / V' = \psi_w$ (ψ_w - влагосодержание трехкомпонентной системы) и газовой $m_2 = (V_{sp} - V_w)/V' = P_{sp} - \psi_w$, где $P_{sp} = V_{sp} / V' = V_{sat}/V'$ - пористость трехкомпонентной системы.

Если объем жидкости V_w не превышает некоторого граничного значения V_w' , то жидкость распределена в порах в виде изолированных включений. Данный случай подробно описан в работе [11] и далее будем рассматривать трехкомпонентную систему, у которой $V_w > V_w'$. В общем случае структуру такой системы, согласно [9,10], можно представить в виде восьмой части элементарной ячейки, приведенной на рис.1. Из рис. 1 видно, что объем жидкости V_w , смачивающей стержни твердого скелета размера Δ , можно условно поделить на две части, характеризующиеся размерами Δ_x и Δ_n . Принято, что значение Δ_x остается неизменным при изменении влагосодержания пор. Обоснование этого предположения приведено в работе [10].

Размер Δ_x связан с объемом жидкости V_k в узле решетки скелета $V_k = (\Delta_x = \Delta)^3 + 3\Delta(\Delta_x - \Delta)^2$. Обозначив разницу $(\Delta_x - \Delta) = x$, получим соотношение $V_k = x^3 + 3\Delta x^2$. После деления левой и правой части этого соотношения на объем элементарной ячейки $V = L^3$ получим кубическое уравнение, связывающее объемную концентрацию жидкости в узле решетки $\psi_k = V_k/L^3$ с геометрическими параметрами $c = \Delta/L$ и $d = x/L = \Delta_x/L - \Delta/L = c_x - c$

$$\Psi_k = d^3 + 3cd^2 \quad (1)$$

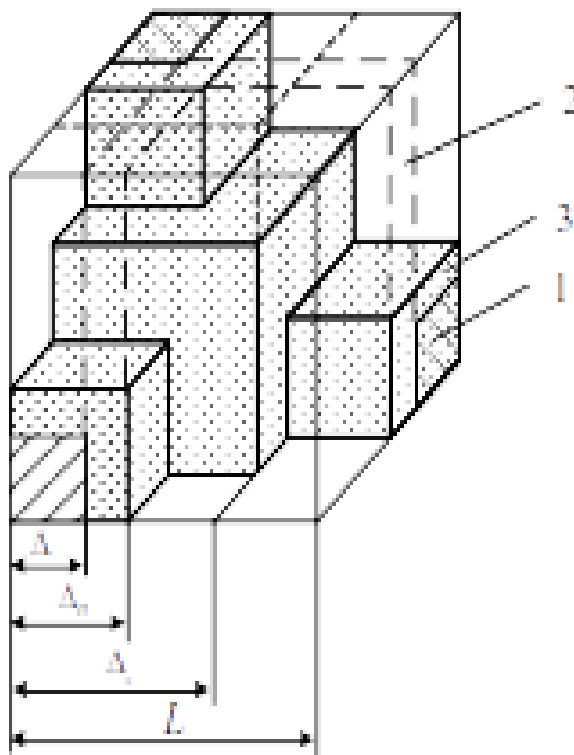


Рис. 1 Восьмая часть элементарной ячейки с непрерывными включениями жидкости

1,2,3 — твердая, газовая и жидкая компоненты.

Значение c зависит от объемной концентрации твердого скелета и определяется по формуле [12].

$$c = 0.5 + \sin \left[\frac{\arcsin(2m_1 - 1)}{3} \right] \quad (2)$$

Объемная концентрация жидкости в узле решетки ψ_k определяется по формуле

$$\psi_k = \psi'_p p_{sp} \quad (3)$$

где $\psi'_p = V_w/V_{sp}$ - граничное значение влагосодержания пор, при котором происходит переход от изолированных включений жидкости к непрерывным и наоборот.

Согласно [11,13], значение ψ'_p зависит от c и угла смачивания θ , Например при

$\theta = 45^\circ$ имеем

$$\psi'_p = \frac{1 + 8c}{6(1 + 2c)} \quad (4)$$

При известных значениях ψ_k и c из уравнения (1) определяем положительный и физически оправданный корень d . Тогда геометрический параметр $c_x = c + d$.

Другая часть объема жидкости равна $V_n = V_w - V_k = 3(\Delta_n^2 - \Delta^2)(L - \Delta_x)$. (см. рис 1) После деления левой и правой части этого соотношения на объем элементарной ячейки $V = L^3$ получим квадратное уравнение

$$\psi_n = \psi_w - \psi_k = 3(c_n^2 - c^2)(1 - c_x) \quad (5)$$

решая которое находим геометрический параметр c_n .

Таким образом, при известных объемных концентрациях компонент трехкомпонентной системы, а также заданном угле смачивания θ можно определить параметры структуры рассматриваемой геометрической модели (рис. 1).

При делении элементарной ячейки (рис. 1) адиабатическими плоскостями параллельными потоку тепла в работе [9] была получена зависимость, дающая нижнюю оценку теплопроводности трехкомпонентной системы

$$\begin{aligned} \frac{\lambda'_a}{\lambda_1} = & c^2 + v^2(c_n - c)^2 + \frac{2v_2c(c_n - c)}{1 - c + v_2c} + \frac{2v_1v_2c(c_x - c_n)}{v_2(1 - c_x) + v_1(c_x - c) + v_1v_2c} + \frac{2v_1v_2(c_n - c)(c_x - c_n)}{v_2(1 - c_x) + v_1c_x} \\ & + \frac{v_1v_2(c_x - c_n)^2}{v_2(1 - c_x) + v_1c_x} \\ & + \frac{2v_1v_2c(1 - c_x)}{v_2(1 - c_n) + v_1(c_n - c) + v_1v_2c} + \frac{2v_1v_2(c_n - c)(1 - c_x)}{v_2(1 - c_n) + v_1c_n} + v_1[(1 - c^2) - (c_x - c_n)^2] \end{aligned} \quad (6)$$

где $v_1 = \lambda_2/\lambda_1$, $v_2 = \lambda_3/\lambda$, $c = \Delta/L$, $c_n = \Delta_n/L$ и $c_x = \Delta_x/L$.

При дроблении той же элементарной ячейки изотермическими плоскостями перпендикулярными тепловому потоку получили зависимость для определения верхней оценки теплопроводности трехкомпонентной системы λ'_u [9].

$$\frac{\lambda'_{II}}{\lambda_1} = \frac{1-c_x}{c^2+v_2(c_n^2-c^2)+v_1(1-c_n^2)} + \frac{c_x-c_n}{c^2+v_2(c_x^2-c^2)+v_1(1-c_x^2)} + \frac{c_n-c}{c^2+v_2[2c_n(1-c_x)+(c_x^2-c^2)]+v_1[1-c_x^2-2c_n(1-c_x)]} + \frac{c}{c(2-c)+v_2[2(c_n-c)(1-c)-(c_n-c)^2+(c_x-c_n)^2]+v_1[(1-c_n)^2-(c_x-c_n)^2]} \quad (7)$$

где, как и в (6), $v_1 = \lambda_2/\lambda_1$, $v_2 = \lambda_3/\lambda$, $c = \Delta/L$, $c_n = \Delta_n/L$ и $c_x = \Delta_x/L$.

В качестве окончательной оценки эффективной теплопроводности трехкомпонентной системы принималось среднее арифметическое значение

$$\lambda' = 0.5(\lambda'_a + \lambda'_{II}) \quad (8)$$

Достаточно просто установить, что формулы (6) и (7) трансформируются в зависимости, полученные в работе [11] для замкнутых включений жидкости. Для случая $c_n=c_x$ формулы (6) и (7) преобразуются к виду, который имеют зависимости, построенные для равномерного распределения жидкости на поверхности стержней твердого скелета [11]. Однако при таком распределении жидкости не обеспечивается плавный переход к замкнутым включениям жидкости и сравнительные расчеты дают существенную разницу. Например, при угле смачивания $\theta=45^\circ$ и граничном влагосодержании пор $\psi_p'=0.417$, при концентрациях компонент системы $m_1=0.5$; $m_2=0.2915$; $m_3=0.2085$ и их теплопроводностях $\lambda_1=1.0$ Вт/(м·К), $\lambda_2=0.03$ Вт/(м·К), $\lambda_3=0.6$ Вт/(м·К) эффективная теплопроводность такой системы, найденная по формулам (6) и (7), равна $\lambda=0.4065$ Вт/(м·К), а по формулам работы [11] для равномерного распределения жидкости $\lambda=0.5455$ Вт/(м·К). С физической точки зрения первый результат, который на 25.5% ниже второго, дает более точную оценку.

Если материал сухой ($c_n=c$ и $c_x=c$), то зависимости (6) и (7) преобразуются к виду, который имеют известные формулы для системы с двумя взаимопроникающими компонентами [10] при адиабатическом

$$\frac{\lambda_a}{\lambda_1} = c^2 + v(1-c)^2 + 2vc(1-c)(vc+1-c)^{-1} \quad (9)$$

и изотермическом делении элементарной ячейки.

$$\frac{\lambda_{II}}{\lambda_1} = \left[\frac{1-c}{c^2+v(1-c^2)} + \frac{c}{c(2-c)+v(1-c)^2} \right]^{-1} \quad (10)$$

где $v = v_1 = \lambda_2/\lambda_1$

Для выполнения расчетов по формулам (6) и (7) наряду с объемными концентрациями компонент m_i необходимо знать их теплопроводности λ_i .

Теплопроводность твердой компоненты λ_1 в первом приближении можно определить с помощью зависимостей (9) и (10), в которых λ_a и λ_{II} принимаются равными опытному значению теплопроводности сухого материала λ_{dry} и затем методом итераций находят теплопроводности твердой компоненты при адиабатическом λ_1^a и изотермическом λ_1^u делении элементарной ячейки. Для последующего расчета принимается среднее значение $\lambda_1 = 0.5(\lambda_1^a + \lambda_1^u)$.

Теплопроводность паровоздушной смеси λ_2 (газовая компонента) складывается из теплопроводности сухого воздуха λ_{air} и теплопроводности пара λ_{ws} , вы-

званной диффузионным переносом пара в поровом пространстве. Первое слагаемое определяется по формуле [14]

$$\lambda_{air} = 0,0257 [1 + 0,003(t - 20)], \quad (11)$$

где t - температура, °C

Второе слагаемое определяется по формуле, базирующейся на зависимости Кришера [10,15],

$$\lambda_{ws} = \frac{D}{\mu} \cdot \frac{M}{RT} \cdot \frac{P_{va}}{P_{va} - P_v} \cdot \frac{dP_v}{dt} q_t \quad (12)$$

где D – коэффициент диффузии водяного пара в неподвижном воздухе, m^2/c ;
 μ – коэффициент сопротивления диффузии пара через поровое пространство;

M – молекулярная масса водяного пара, $кг/моль$;

R – универсальная газовая постоянная, $Дж/(моль \cdot К)$;

T – температура водяного пара, $К$;

p_{va} – суммарное давление водяного пара и воздуха, $Па$;

p_v – парциальное давление водяного пара, $Па$;

q_t – удельная теплота парообразования при температуре t , $Дж/кг$.

При определении коэффициента диффузии водяного пара, обычно, используют формулу [15]

$$D = \frac{2,305 \cdot 10^{-5} \cdot p_0}{p_{va}} \left(\frac{T}{273} \right)^{1,81}, \quad p_0 = 101323 Па \quad (13)$$

предложенную Схирмером (R. Schirmer) в 1938 г.

Производную dp_v/dt можно определить с помощью справочных данных или по формуле [15]

$$\frac{dp_v}{dt} = \frac{2,44314 \cdot 10^6}{(234,175 + t)^2} \cdot \exp\left(\frac{17,08085t}{234,175 + t}\right), \quad (0^\circ \leq t \leq 109,9^\circ C) \quad (14)$$

Температурная зависимость удельной теплоты парообразования после аппроксимации справочных данных имеет вид:

$$q_t = (2,5 - 0,0024t) \cdot 10^6 \quad (15)$$

Коэффициент сопротивления диффузии пара μ при непрерывной газовой компоненте, согласно [13,16], можно определить по формуле

$$\mu = \frac{m_2}{c_*^4}, \quad (16)$$

где c_* вычисляется по формуле (2), в которую вместо концентрации твёрдой компоненты m_1 подставляется концентрация газовой компоненты m_2 . Для замкнутых газовых включений $\mu = 1,0$ [10].

Теплопроводность жидкой компоненты λ_3 (вода) находится по формуле, полученной после аппроксимации данных работы [5],

$$\lambda_3 = 0,551 + 0,256 \cdot 10^{-2}t - 0,124 \cdot 10^{-4}t^2 \quad (17)$$

Сейчас по формулам (6) и (7) можно определить теплопроводности λ'_a , $\lambda'_и$ и

их среднее значение, $\lambda' = 0.5(\lambda_a' + \lambda_{и}')'$, которое принимается в качестве эффективной теплопроводности рассматриваемой на первом этапе расчета трехкомпонентной системы объема V' . Далее выполняется расчет бинарной системы.

3. Расчет бинарной системы

Бинарная система объема $V = V' + V_{bp}$ (V_{bp} - объем крупных пор), первой компонентой которой является рассмотренная трехкомпонентная система объема V' с теплопроводностью $\lambda_1 = \lambda'$ и объемной концентрацией $m_1 = V'/V$, а второй - замкнутые крупные поры с объемной концентрацией $m_2 = 1 - m_1$. Теплопроводность паровоздушной смеси крупных пор λ_2 определяется с помощью формул (13) - (16) при коэффициенте сопротивления диффузии пара $\mu=1$.

При определении теплопроводности бинарной системы можно использовать формулы работы [10], которые имеют вид:

- при дроблении элементарной ячейки адиабатическими плоскостями

$$\frac{\lambda_a}{\lambda_1} = \frac{\nu - (\nu - 1)(1 - m_2^{2/3}) \cdot m_2^{1/3}}{\nu - m_2^{1/3}(\nu - 1)} \quad (18)$$

- при дроблении той же ячейки изотермическими плоскостями

$$\frac{\lambda_{и}}{\lambda_1} = \frac{1 + (\nu - 1)m_2^{2/3}}{1 + (\nu - 1)m_2^{2/3} \cdot (1 - m_2^{1/3})} \quad (19)$$

где $\nu = \lambda_2/\lambda_1$.

Среднее значение $\lambda = 0.5(\lambda_a + \lambda_{и})$ даст оценку эффективной теплопроводности влажного материала, имеющего двуимодальное распределение объема пор по размерам.

4. Результаты физического и вычислительного экспериментов

Для выяснения способности предлагаемого метода расчета теплопроводности газосиликатных материалов, имеющих двуимодальное распределение пор по размерам, был выполнен эксперимент с использованием промышленных образцов газосиликата различной плотности ρ и одинакового объема V (24x24x5 см). Рассмотрено четыре серии образцов, каждая из которых состояла из трех образцов примерно одинаковой плотности ρ . С помощью пикнометрии определялась плотность твердого скелета ρ_s при которой вычислялась его объемная концентрация $m_s = \rho/\rho_s$ и пористость материала $P = 1 - m_s$. Водопоглощение материала $\psi_{sat} = V_{sat}/V$ находилось путем погружения образцов в воду. Теплопроводность сухих λ_{dry} и влажных λ_h образцов измерялась стационарным методом. Все измерения проводились при комнатной температуре $t \approx 20$ °С.

Значения опытных данных, которые необходимы для расчета эффективной теплопроводности влажных материалов λ , приведены в таблице 1. Особенности расчета этой теплопроводности рассмотрим с использованием данных, полученных для образцов первой серии, имеющих среднюю плотность $\rho = 447$ кг/м³ и теплопроводность во влажном состоянии $\lambda_h = 0.278$ Вт/(м · К) при влагосодержании $\psi = V_w/V = 0.232$, которое соответствует состоянию насыщения при свободном капиллярном впитывании воды.

Таблица 1. Средние опытные значения плотности ρ , плотности твердого скелета ρ_s , водопоглощения ψ_{sat} , пористости P и теплопроводности в сухом состоянии λ_{dry} образцов в четырех сериях

№ серии	ρ , кг/м ³	ρ_s , кг/м ³	ψ	P	λ_{dry} , Вт/(м · К)
1	447	1980	0.2924	0.7742	0.1189
2	530	2110	0.3004	0.7488	0.1399
3	577	2204	0.3215	0.7382	0.1496
4	614	2285	0.3451	0.7312	0.1601

На первом этапе расчета рассмотрим трехкомпонентную систему объема V' , состоящую из объема твердого скелета V_s и объема мелких пор $V_{sp} = V_{sat}$. Объемная концентрация этой системы в материале $m' = (V_s + V_{sat})/V = m_s + \psi_{sat} = 0.5182$. Объемные концентрации компонент в системе: твердой $m_1 = m_s/m' = 0.4357$; жидкой $m_3 = \psi/m' = 0.4477$ и газовой $m_2 = \psi_{sat}/m' - m_3 = 1 - m_1 - m_3 = 0.1166$. По формуле (2) находим геометрический параметр твердого скелета $c = 0.4572$. Перед определением геометрических параметров жидкой компоненты необходимо принять значение угла смачивания. С учетом данных работ [13,17] угол смачивания был принят равным $\theta = 45^\circ$. В таком случае найденное по формуле (4) граничное влагосодержание пор $\psi_p' = 0.4055$ не превышало фактического влагосодержания пор $\psi_p = m_3(1 - m_1) = 0.7934$. Это означает, что жидкость в поровом пространстве распределена непрерывно и её геометрические параметры c_x и c_n определяются с использованием формул (1), (3) и (5), а расчет теплопроводности системы следует выполнять по формулам (6) и (7). Вычисления дали значения $c_x = 0.8204$ и $c_n = 0.7844$. После реализации описанной ранее итеративной процедуры установлена теплопроводность твердого скелета $\lambda_1 = 0.84$ Вт/(м · К). Теплопроводность газовой компоненты определена с использованием формул (11) - (16) и равна $\lambda_2 = 0.0269$ Вт/(м · К). Теплопроводность воды, вычисленная по формуле (16) равна $\lambda_3 = 0.597$ Вт/(м · К). По формуле (6) определена теплопроводность системы при адиабатическом делении элементарной ячейки $\lambda_a' = 0.4845$, а по формуле (7) при изотермическом дроблении элементарной ячейки $\lambda_{и}' = 0.6109$ Вт/(м · К). Их среднее принято в качестве оценки эффективной теплопроводности трехкомпонентной системы $\lambda' = 0.5(0.4845 + 0.6109) = 0.5477$ Вт/(м · К).

Отметим, что если фактическое влагосодержание пор ψ_p не превышает граничного ψ_p' , то жидкость распределена в пористом материале в виде замкнутых включений. Тогда определение теплопроводности системы можно выполнять по формулам работы [12] или по формулам (6) и (7), приняв $c_n = c$ и определив c_x по формуле (1), в которой вместо объемной концентрации жидкости в узле решетки ψ_k использовать фактическое влагосодержание $m_3 = \psi/m'$.

На втором этапе выполняется расчет бинарной системы, у которой объемная концентрация первой компоненты $m_1 = m' = 0.5182$ и теплопроводность $\lambda_1 = \lambda' = 0.5477$ Вт/(м · К). Объемная концентрация второй компоненты (газ) $m_2 = 1 - m_1 = 0.4812$ с теплопроводностью паровоздушной смеси в замкнутых

крупных порах $\lambda_2 = 0.0962 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$, вычисленной по формулам (11) - (15) с учетом того, что коэффициент сопротивления диффузии пара в замкнутых порах $\mu = 1$. По формулам (18) и (19) определена теплопроводность бинарной системы при делении элементарной ячейки адиабатическими плоскостями $\lambda_a = 0.2833 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$ и изотермическими плоскостями $\lambda_{и} = 0.3037 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$. Получена оценка эффективной теплопроводности материала $\lambda = 0.5(\lambda_a + \lambda_{и}) = 0.2935 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$ и среднего опытного значения $\lambda_h = 0.278 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$. Расчетное значение λ превышает опытное λ_h на 5.57%.

Расчет теплопроводности трехкомпонентной системы можно выполнить с использованием двух существующих методов, в которых не учитывается двумодальное распределение пор по размерам. В первом методе трехкомпонентная система сводится к двум последовательным бинарным системам, а во втором методе одновременно учитываются все компоненты, недостатки первого и преимущества второго метода рассмотрены в работе [11]. Поэтому для сравнения расчет теплопроводности тех же образцов выполнен по второму существующему методу. В этом случае имеем следующие значения объемных концентраций компонент: твердой $m_1 = m_s = 0.2258$, жидкой $m_3 = \psi = 0.232$ и газообразной $m_2 = 1 - m_1 - m_3 = 0.5422$. Значения теплопроводности твердого скелета $\lambda_1 = 0.84 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$ и воды $\lambda_3 = 0.597 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$ остались прежними, а теплопроводность паровоздушной смеси была определена с использованием формул (11) - (16) и равна $\lambda_2 = 0.0358 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$. При значении $m_1 = 0.2257$ по формуле (2) найден геометрический параметра твердого скелета $c = 0.3075$. Граничное влагосодержание пор, вычисленное по формуле (4) равнялось $\psi_p' = 0.3571$ и превышало фактическое влагосодержание $\psi_p = \psi/P = \psi/(1 - m_1) = 0.2997$. Из этого соотношения следует, что жидкость распределена в порах материала в виде изолированных включений. В таком случае при расчете эффективной теплопроводности материала можно использовать формулы (6) и (7) или формулы работы [11], полученные специально для изолированных включений жидкости.

При использовании зависимостей (6) и (7) в случае замкнутых включений жидкости принято $c_n = c = 0.3075$ и из решения кубического уравнения (1) при $\psi_k = \psi = 0.232$ найдено $d = 0.4163$ и $c_x = c + d = 0.7238$. Затем определены значения теплопроводности трехкомпонентной системы при дроблении элементарной ячейки адиабатическими $\lambda_a = 0.1476 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$ и изотермическими $\lambda_{и} = 0.2377 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$ плоскостями. Их среднее значение принято в качестве оценки эффективной теплопроводности материала $\hat{\lambda} = 0.5(\lambda_a + \lambda_{и}) = 0.1926 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$. Эта оценка оказалась ниже опытного значения $\lambda_h = 0.278 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$ на 30.7%.

По рассмотренной схеме были выполнены расчеты теплопроводности всех четырех серий влажных образцов газосиликатного материала, результаты которых вместе с опытными данными представлены в таблице 2. Из анализа этой таблицы следует, что результаты расчета теплопроводности по предлагаемому методу λ достаточно точно предсказывают опытные значения λ_h . Отклонения расчетных значений от опытных Δ , найденные из соотношения $\Delta = (\lambda - \lambda_h) \cdot 100\% / \lambda_h$, варьировались в пределах от -7.29 до + 5.75% при их среднем $\bar{\Delta} = -0.71\%$. В то время как существующий метод расчета, который не учиты-

вает двумодального распределения пор по размерам, дает индивидуальные отклонения в пределах от -30.72 до -21.98% при среднем $\bar{\Delta} = -26\%$. Это означает, что значения теплопроводности $\hat{\lambda}$, вычисленные по известному методу, существенно недопредсказывают опытные данные λ_h . Таким образом, приведенные результаты свидетельствуют о том, что предлагаемый метод целесообразно использовать для определения теплопроводности влажных газосиликатных материалов вплоть до их водонасыщения при свободном капиллярном впитывании.

Таблица 2. Значения теплопроводности образцов влажного газосиликатного материала, определенные экспериментальным путем λ_h и путем расчета по предлагаемому λ и существующему $\hat{\lambda}$ методам в зависимости от плотности ρ и влагосодержания ψ образцов в четырех сериях.

№ серии	ρ , кг/м ³	ψ	λ_h , Вт/(м · К)	λ , Вт/(м · К)	$\hat{\lambda}$, Вт/(м · К)
1	447	0.1030	0.2100	0.2000	0.1587
	447	0.2320	0.2780	0.2935	0.1926
2	530	0.1323	0.2540	0.2362	0.1923
	530	0.2413	0.3035	0.3235	0.2202
3	577	0.1420	0.2675	0.2480	0.2044
	577	0.2604	0.3358	0.3450	0.2389
4	614	0.1520	0.2810	0.2606	0.2060
	614	0.3165	0.3771	0.3988	0.2942

4. Заключение

Предложен метод расчета эффективной теплопроводности газосиликатных материалов, имеющих двумодальное распределение пор по размерам. Для учета этой особенности расчет следует выполнять в два этапа. Вначале рассматривается трехкомпонентная система, состоящая из твердого скелета, в мелких (капиллярных) порах которого содержится газ и жидкость. Объемная концентрация мелкопористой части системы определяется по водопоглощению при погружении опытных образцов в воду. Затем учитывается бинарная системы, состоящая из упомянутой трехкомпонентной системы, эффективная теплопроводность которой определяется по формулам, полученным с помощью теории обобщенной проводимости. Теплопроводность бинарной системы вычисляется по известным формулам. В лабораторных условиях измерена теплопроводность промышленных газосиликатных образцов, влагосодержание которых возросло вплоть до свободного капиллярного водонасыщения. Исходя из условий эксперимента выполнен расчет теплопроводности образцов по предлагаемому и существующему методам. Установлено, что результаты расчета теплопроводности по предлагаемому методу практически совпадают с опытными значениями, а по существующему методу они оказались значительно меньше опытных данных.

References

Список цитированных источников

1. Alsabry, A. Evaluation of the influence of wind-driven on moisture in cellular concrete wall boards / A. Alsabry [et al.] // Int. J. of Applied Mechanics and Engineering. - 2017. - vol.22. - No 3. - pp. 509-519

2. Blocken, B.J.E. A review of wind-driven rain research in building science / Blocken B.J.E., Carmeliet J.E. // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. - 2004. - no 92(13). - pp 1079-1130

3. Blocken, B.J.E. On the validity of the cosine projection in wind driven rain calculations on buildings / Blocken B.J.E., Carmeliet J.E. // Building and Environment. - 2006. - no 41(9). - pp 1182-1189.

4. Nikitsin, V.I. On taking wind-driven rain and capillary characteristics of materials into account while calculating dampness of shielling structures for buildings / V.I., Nikitsin B. Backiel-Brzozowska // Modern materials. - installations and construction technologies.. Ed. by S. Fic. Wyd. PSW JP II. Biala Podlaska. - 2013. - P 36-46.

5. Gawin D. Modelowanie sprzężonych zjawisk ciepło-wilgotnościowych w materiałach i elementach budowlanych / D., Gawin // - Łódź: Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, 2000.

6. Małolepszy, J. Możliwości wytwarzania autoklawizowanego betonu komórkowego odmiany 300 / J. Małolepszy, W. Pichór // Konf. Naukowo-Techniczna "Technologiczne. - organizacyjne i ekonomiczne aspekty rozwoju budownictwa". - Olsztyn - Lańsk 2002. - s. 297-305.

7. Низовцев, М.И. Расчетно-экспериментальные исследования энергоэффективных элементов ограждающих конструкций и климатического оборудования зданий / М.И., Низовцев // Автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора техн. наук. Тюмень. - 2009. - 39с.

8. Moisture and heat transport and storage characteristics of two commercial autoclaved aerated concretes / M. Jerman [et al.] // Cement Wapno Beton. 2011. - № 1. - P 18-29.

9. В.И., Никитин Зависимости для расчета теплопроводности влажных капиллярно-пористых стеновых материалов / Никитин В. И., Никитин С. К. // Вестник Брестского государственного технического университета. - 2022. - № 2, Серия: Строительство - С. 32-40.

10. Дульнев Г. Н. Процессы переноса в неоднородных средах / Г. Н., Дульнев, В. В. Новиков // Энергоатомиздат. - 1991.- 248 с.

11. Alsabry, A. Dependencies for Determining the Thermal Conductivity of Moist Capillary-Porous Materials / A. Alsabry, B. Backiel-Brzozowska, V. I. Nikitsin // Energies 2020. - 13. - 3211.

12. Nikitsin, V. I. Determination of capillary tortuosity coefficient in calculations of moisture transfer in building materials / V. I. Nikitsin, B. Backiel-Brzozowska // Int. J. Heat Mass Transf. 2013. - 56. - P 30-34.

13. A Model of Moist Polymer Foam and a Scheme for the Calculation of It's Thermal Conductivity / V. I. Nikitsin [et al.] // Energies 2020. - 13. - 520.

14. Гурьев, В. В. Тепловая изоляция в промышленности. Теория и расчет. / В. В. Гурьев, В. С. Жолудов, В. Г. Петров-Денисов // М.: Стройиздат, 2003. - 416 с.

15. Ochs, F. Effective thermal conductivity of moisture isolation as a function of temperature / F. Ochs, W. Heidemann, H. Müller-Steinhagen // Int. J. Heat Mass Transfer. 2008. - №51. - P 539-552.

16. Epstein, N. On tortuosity and tortuosity factor in flow and diffusion through porous media / N. Epstein // Chemical Eng. Science. - 1989. - №44 (3). - P 777-779

17. Janz, M. Methods of measuring the moisture diffusivity of high moisture levels. Report TVBM 3076, Division of Building Materials / M. Janz — Lund: Lund Institute of Technology, 1997.

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ И ШИРИНЫ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА НА ЕГО ОСАДКУ

П. С. Пойта¹, Т. П. Шалобыта², А. А. Четырбок³

¹*Д.т.н., профессор кафедры геотехники и транспортных коммуникаций
УО «Брестский государственный технический университет»,
Брест, Беларусь, e-mail : ppsbrest@mail.ru*

²*К.т.н., доцент кафедры технологии бетона и строительных материалов
УО «Брестский государственный технический университет»,
Брест, Беларусь, e-mail : t_shalobyta@mail.ru*

³*Студентка УО «Брестский государственный технический университет»,
Брест, Беларусь, e-mail : chebrtok@gmail.com*

Реферат

Проведены исследования влияния различных факторов: глубины заложения, размеров, формы фундамента на напряженно-деформированное состояние грунтового основания и величину его осадки. Выявлены особенности деформирования грунта в случае его работы во второй фазе, т.е. при развитии пластических деформаций. Предложен метод определения размеров фундамента различной формы, имеющих одинаковую осадку.

Ключевые слова: основание фундаментов, несущая способность грунта, напряженно-деформированное состояние, форма фундамента, осадка, фазы деформирования, коэффициент отношения сторон, глубина заложения фундамента.

EVALUATION OF THE INFLUENCE OF THE DEPTH OF LAYING AND THE WIDTH OF THE SOLE OF THE FOUNDATION ON ITS SETTLEMENT

P. S. Poita, T. P. Shalobyta, A. A. Chetyrbok

Abstract

The influence of various factors has been studied: the depth of the foundation, its size and shape on the stress-strain state of the soil basement and the amount of its precipitation. The features of soil deformation in the case of its operation in the second phase, i.e. with the development of plastic deformations, are revealed. A method for determining the size of foundations of various shapes having the same draft is proposed.

Keywords: foundation base, soil bearing capacity, stress-strain state, foundation shape, settlement, deformation phases, aspect ratio, foundation depth.

Введение

Выбор глубины заложения подошвы фундаментов – одна из важнейших задач, влияющих на принятие наиболее рационального решения в комплексной взаимосвязи факторов, подлежащих учету при проектировании. Обычно, чем выше

расположена подошва, меньше ее ширина, тем меньше стоимость работ по устройству фундаментов. Поэтому при проектировании фундаментов стремятся принимать как можно меньшую глубину заложения и ширину его подошвы. Однако довольно часто слои грунта, расположенные ближе к поверхности, не соответствуют требованиям, предъявляемым к грунтам основания, так как они:

- обладают большой сжимаемостью и малой несущей способностью;
- периодически меняют свои первоначальные свойства (плотность, прочность и др.) под влиянием внешних факторов.

В связи с этим основная задача при выборе глубины заложения подошвы фундаментов состоит в выборе несущего слоя грунта, который совместно с нижерасположенными слоями обеспечивал бы при воздействии давлений развитие осадок в пределах допустимых значений.

Влияние глубины заложения подошвы фундамента на его осадку изучалось многими исследователями [1-4]. Однако в большинстве случаев опыты проводились, в основном, на моделях. Широких исследований с натурными фундаментами, в которых, при прочих равных условиях, обеспечивалась бы возможность изменения их глубины заложения d и относительного заглубления d/b (b – ширина или диаметр фундамента) нет.

По результатам имеющихся экспериментальных исследований установлено существенное влияние на осадку фундамента пригрузки – слоя грунта, расположенного по обе стороны от фундамента выше его подошвы. Увеличение давления от пригрузки способствует уменьшению осадки в сравнении с фундаментами, имеющими меньшую глубину заложения подошвы. Однако характер зависимости осадки от глубины заложения подошвы фундамента, или от его относительного заглубления, четко не установлен, так как опубликованные результаты исследований не вполне согласуются друг с другом.

Методы и результаты исследований

На практике чаще всего, используют две группы методов расчета осадок оснований:

- основанные на строгих решениях;
- приближенные, включающие дополнительные предположения, упрощающие расчеты.

Используя строгие решения о распределении напряжений в изотропном массиве грунта, выражение для определения осадки жесткого фундамента будет иметь вид:

$$S = \omega P b (1 - \mu^2) / E, \quad (1)$$

где ω – коэффициент, зависящий от формы и жесткости фундамента, но обычно принимаемый равным 0,8;

E , μ – соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта основания;

P – давление на основание;

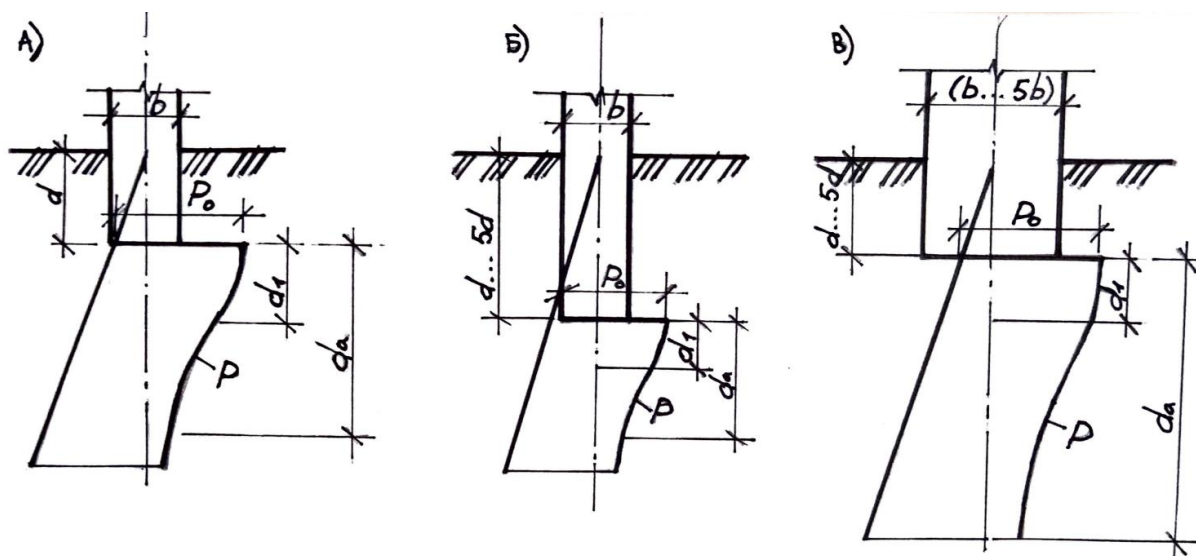
b – ширина фундамента.

Недостаток этого решения заключается в том, что оно применимо только для однородного напластования грунтов на значительную глубину ниже подошвы фундамента, что для практики не очень характерно. Кроме того, в расчетной за-

висимости не учитывается изменение природного напряженного состояния грунтов с глубиной, поэтому при значительных размерах фундаментов расчеты по формуле (1) дают завышенные значения осадок, т.е. приведенное решение может быть использовано для определения осадок фундаментов небольших размеров на однородных основаниях.

Вторая группа методов, включающая дополнительные, упрощающие расчет предпосылки, обладает большей универсальностью, чем строгие решения, и в связи с этим, обычно используется в практических расчетах. Расчетные модели, учитывающие реальную глубину заложения подошвы фундамента, не дают серьезных преимуществ перед приближенными моделями, в которых фундамент располагается на поверхности, а влияние заглубления учитывается снижением среднего давления P под подошвой на величину природного напряжения $\sigma_{zq,0}$. Поэтому условно принято считать, что при $P \leq \sigma_{zq,0}$ дополнительного уплотнения не происходит и, следовательно, осадки вычисляются по дополнительному давлению $P_0 = P - \sigma_{zq,0}$. Изложенное выше относится к фундаментам сравнительно небольших размеров ($b < 10,0$ м).

Учитывая это, нами выполнены расчеты осадки фундаментов одинаковой ширины (квадратных, прямоугольных, ленточных), подошва которых расположена на однородном по глубине и слоистом основании, модуль деформации которых менялся от 10,0 до 30,0 МПа, глубина заложения менялась от 1,0 до 6,0 метров, а ширина – от 1,0 до 5,0 м (рис.1).



- А) фундамент шириной b и глубиной d ;
 Б) фундамент шириной b и глубиной $d \dots 5d$;
 В) фундамент шириной $b \dots 5b$ и глубиной $d \dots 5d$.

Рисунок 1 – Схемы фундаментов и возможные эпюры напряжений, принятые в расчетах

На рис. 2 приведены результаты расчетов для фундаментов, имеющих различную ширину и различную глубину заложения их подошвы. Следует отметить, что для всех рассмотренных вариантов прямоугольных фундаментов коэффициент отношения сторон $\eta = l/b$ (l – длина, м, b – ширина, м) изменялся от 1,4 до 3,2.

Расчеты выполнены для дополнительных давлений на уровне подошвы фундаментов равном 100 кПа и 300 кПа.

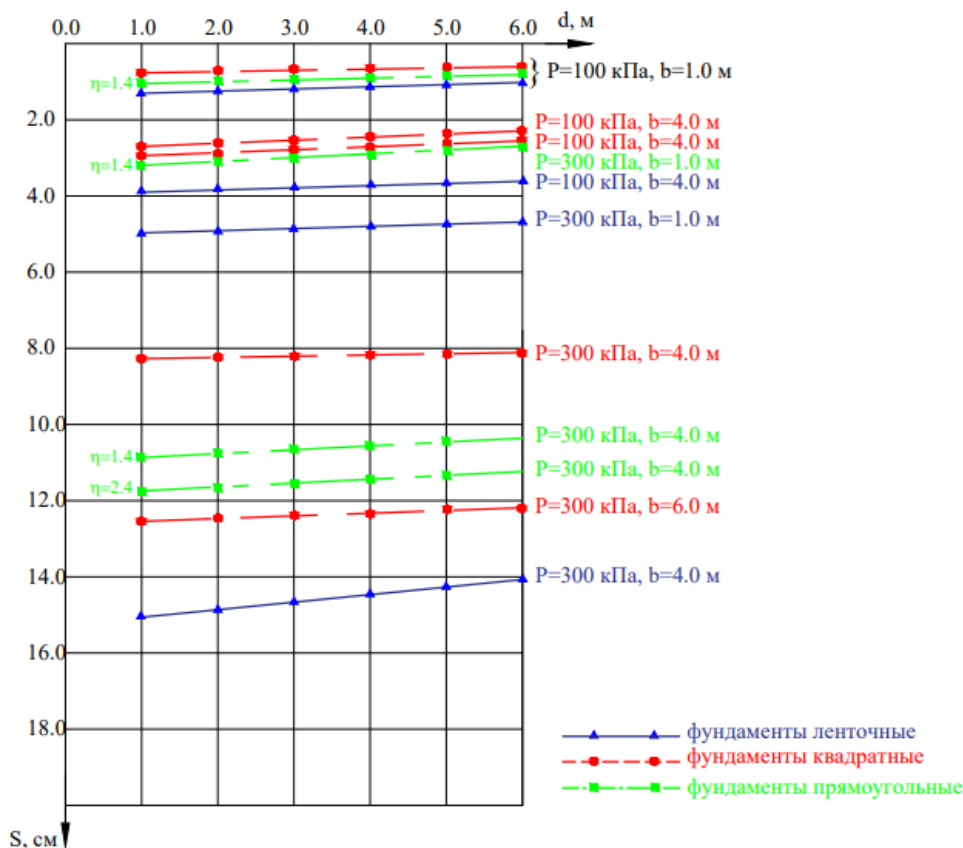


Рисунок 2 – Графики $s=f(d)$ для различных фундаментов

Анализ полученных результатов показал, что влияние глубины заложения фундаментов на их осадку в указанных диапазонах изменения d и b весьма незначительно. При прочих равных условиях наибольшую осадку имеют ленточные фундаменты. При ширине ленты 1,0 м и давлении 100 кПа наибольшая осадка у фундаментов при $d=1,0$ м. С ростом глубины заложения до 6,0 м она уменьшается на 30,8%. У квадратных фундаментов осадки самые наименьшие в сравнении с ленточными и прямоугольными. Уменьшение осадки в пределах изменения d от 1,0 м до 6,0 м составляет 14,2%. Для прямоугольных фундаментов на величину s оказывает влияние и коэффициент отношения сторон. Осадки всех прямоугольных фундаментов для любой глубины заложения подошвы находятся между значениями s для квадратных и ленточных фундаментов. При меньшем значении коэффициента η зависимость $s=f(d)$ ближе расположена к аналогичной зависимости, характерной для квадратных фундаментов. При увеличении коэффициента η величины осадок во всем диапазоне изменения d приближаются к осадкам ленточных фундаментов, работающих в идентичных условиях. Отсюда очевидно, что на осадку фундамента при прочих одинаковых условиях (площади, ширине, глубине заложения, инженерно-геологических условиях и др.) определенное влияние оказывает и его форма. Изменив ширину ленточного фундамента до 4,0 м, мы получили довольно значительный рост осадки во всем интервале изменения d . При $d=1,0$ м увеличение ширины фундамента в четыре раза привело

к росту осадки в 2,92 раза. Здесь тенденция замедления роста осадки с увеличением d также сохраняется. При $d=6,0$ м различие в осадке составило 2,95 раза. При ширине фундамента 4,0 м и $d=1,0$ м осадка составила 3,8 см, а при $d=6,0$ м – $s=3,2$ см. Уменьшение осадки составило 15,8%. Как и в случае с шириной фундамента 1,0 м, рассмотренном выше, осадка фундамента квадратной формы со стороной 4,0 м во всем интервале изменения d меньшая, чем любой другой прямоугольной формы.

Большое влияние на величину осадки оказывает дополнительное давление. При увеличении дополнительного давления в три раза осадка ленточного фундамента при $b=2,0$ м и $d=1,0$ м возрастает в 2,64 раза. Если $d=6,0$ м, то рост осадки составляет почти 3,7 раза. Так, при $b=4,0$ м и $P=200$ кПа абсолютная осадка ленточного фундамента не превышает 4,0 см. При увеличении P до 300 кПа абсолютная осадка возрастает до 15,0 см, что для ряда сооружений она превышает предельно допустимую. Осадка квадратного фундамента такой же ширины равна 8,4 см, что меньше в 1,78 раза. Это означает, что наиболее решающим фактором в увеличении осадки фундаментов является дополнительное давление, или, действующая нагрузка.

Вторым, весьма значимым фактором, влияющим на выбор оптимальной конструкции фундамента, является ширина его подошвы. У ленточных фундаментов изменение ширины b с 1,0 м до 6,0 м при $P=100$ кПа и $d=1,0$ м увеличивает осадку в 3,6 раза. Увеличение глубины заложения до 4,0 м в целом уменьшает осадку при росте d в среднем на 8%.

Сравнение осадок ленточных фундаментов при $P=300$ кПа, одинаковом d , но при разной ширине, показывает, что увеличение ширины фундамента в 4 раза привело к росту осадки в 3,12 раза. При $d=6,0$ м это различие составило 3,39 раза. Осадка квадратного фундамента при $b=4,0$ м, в сравнении с прямоугольными, с различными значениями коэффициента η наименьшая, хотя рост осадки составил от 3,23 до 3,63 во всем диапазоне изменения d . Изменение осадки прямоугольных фундаментов зависит также и от коэффициента отношения сторон.

Таким образом, выполненный анализ показал, что увеличением глубины заложения фундамента при постоянных ширине и дополнительном давлении, можно достичь снижения осадки фундамента до 30%, что не столь существенно. Весьма важным фактором в регулировании осадок является форма фундамента. Более оптимальная – квадратная форма. Наибольшие осадки дают ленточные фундаменты. Фундаменты прямоугольной формы занимают промежуточное значение между ленточными и квадратными. Увеличение дополнительного давления и ширины фундамента влечет за собой резкий рост абсолютных осадок.

Еще раз подчеркнем, что сказанное выше относится к фундаментам, имеющим ширину менее 10,0 м. Следует отметить, что во всех рассмотренных выше случаях определение S производили при выполнении условия $P \leq R$, где R – расчетное сопротивление грунта. Однако, как показывают опытные данные, расчетные осадки во многих случаях меньше фактических, полученных экспериментально [3, 5-7].

Учитывая вышесказанное, вполне очевиден вопрос: за счет каких факторов, присутствующих при уплотнении грунта основания развивается осадка фундамента? Как отмечает Гольдштейн М.Н. и другие [5, 7] в общей осадке фундамента при рассмотрении влияния его размеров и нагрузки в одних случаях решающую роль играет ее составляющая за счет уплотнения грунта основания (первая фаза деформации), а в других – поперечные смещения частиц грунта (вторая фаза деформации).

Исходя из предположения, что до наступления второй фазы основание испытывает только уплотнение и в нем не возникают области предельного равновесия. Величина соответствующего давления была получена Н. П. Пузыревским [5].

$$P_{кр} = \frac{\pi}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} (\gamma d + c \cdot ctg\varphi) + \gamma d \quad (2)$$

где γ – удельный вес грунта,

c – сцепление,

φ – угол внутреннего трения.

С увеличением нагрузки на фундамент ($P > P_{кр}$) пластические деформации под краями фундамента растут, захватывая все большие объемы грунта и вызывая нарастание осадки. Тогда полная конечная осадка S фундамента может быть выражена в виде суммы двух составляющих

$$S = S_b + S_\delta \quad (3)$$

где S_b – составляющая конечной осадки, пропорциональная давлению на основание;

S_δ – нелинейная составляющая осадки, то есть за пределами линейного участка графика осадки.

Величина пластических зон, возникающих под краями фундамента, очевидно, зависит от его глубины заложения, размеров, жесткости. Увеличение глубины заложения способствует уменьшению размеров зон пластических деформаций, их влияние на осадку уменьшается. Увеличение ширины фундамента также вызывает уменьшение влияния пластических зон на его осадку. Из решений теории упругости известно, что под краями жесткого фундамента имеют место бесконечно большие давления, передаваемые на грунт. Если нет пригрузки, то под краями фундамента образуются зоны пластических деформаций даже при малых нагрузках. Однако, если $P < P_{кр}$, то влияние пластических зон, возникающих под жестким фундаментом, практически не отражается на величине осадки.

Расчеты деформаций с учетом нелинейной составляющей S_δ при условии $P_{кр} < P \leq R$ выполняли по методике [5].

Осадку фундамента за счет поперечных деформаций грунта S_δ равна

$$S_\delta = \frac{2\beta}{gE} [(P - \gamma d)aB - D]C \quad (4)$$

где $\beta = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{1 - \mu}$; $g = 1 - \frac{1}{n} + \xi$; $B = \frac{A}{\alpha_1} \left[1 - \exp \left\{ -\alpha_1 \frac{z_y}{a} \right\} \right]$;

$$D = z_y \left[\gamma \left(d + \frac{z_y}{2} \right) + \sigma'_n \right]; \quad C = \left(\frac{\rho_0}{a} \right)^g - 1; \quad \xi = tg^2 \left(45 - \frac{\varphi_l}{2} \right).$$

α_1 и A – экспериментальные параметры, равные: $\alpha_1=1,4$, $A=0,5$ (для песков и супесей);

z_y – максимальная глубина компрессионной зоны;

$n=2,0$ – для песков и супесей;

a – полуширина фундамента;

σ_n' – максимальное уплотняющее давление (для обычно уплотненных грунтов $\sigma_n'=0$);

ρ_0 – зона бокового уплотнения грунта;

φ_I – расчетное значение угла внутреннего трения грунта.

Полученные результаты показали значительные различия в величине общей осадки фундамента. И чем больше давление, тем общая осадка возрастает больше. Наличие пригрузки уменьшает величину S . И чем больше глубина заложения, тем осадка фундамента меньше.

Следовательно, наличие слоя грунта, расположенного с разных сторон фундамента выше его подошвы (пригрузка), способствует улучшению его взаимодействия с основанием по сравнению с фундаментом, имеющим меньшую глубину заложения, тем более с фундаментом, расположенным на поверхности.

В работе [5] рекомендуется для оценки влияния размеров фундамента на его осадку использовать отношения периметра фундамента U к его площади A .

Более того, Гольдштейн М.Н. [5] и другие [6, 7] отмечают, что при небольших размерах фундамента ($b \leq 0,5$ м) увеличение размеров (площади) фундамента приводит к уменьшению отношения периметра фундамента к его площади (U/A). Благодаря этому уменьшается возможность бокового вытеснения грунта из-под фундамента, что в свою очередь, приводит к уменьшению величины осадки. Учитывая это, нами построены графики $S=f(U/A)$ для фундаментов, имеющих ширину от 1,0 м до 6,0 м при глубине заложения $d=1,0..4,0$ м при величине давления по подошве $P=100$ кПа и 300 кПа (рис. 3-6).

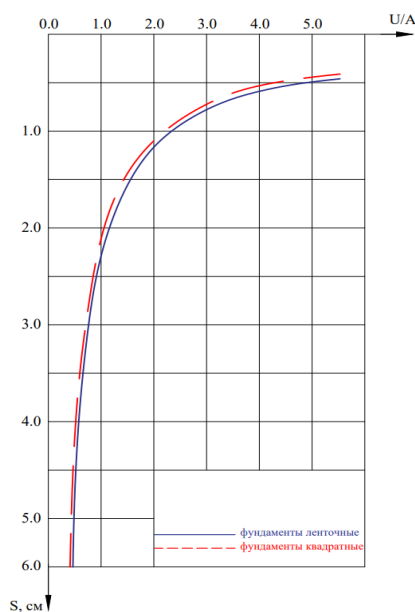


Рисунок 3 – График зависимости $s=f(U/A)$ при $P=100$ кПа, $d=1,0$ м

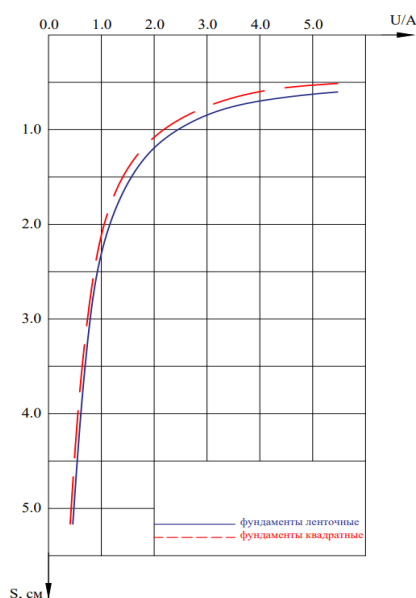


Рисунок 4 – График зависимости $s=f(U/A)$ при $P=100$ кПа, $d=4,0$ м.

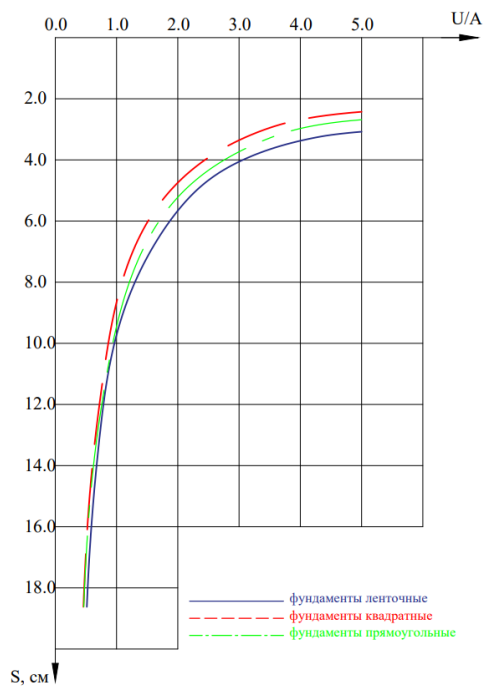


Рисунок 5 – График зависимости $s=f(U/A)$ при $P=300$ кПа, $d=1,0$ м.

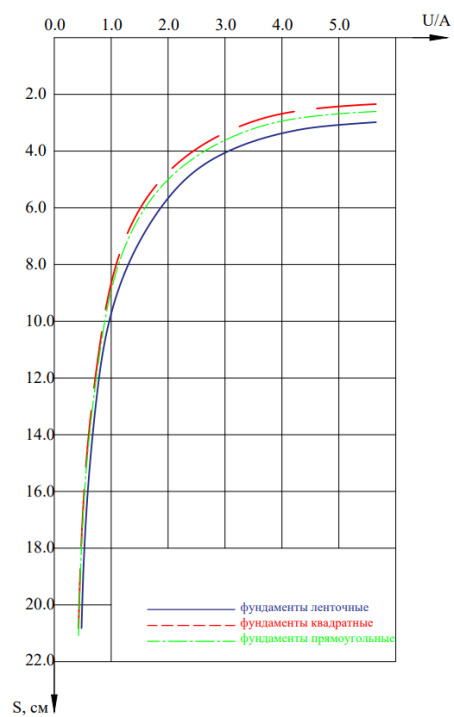
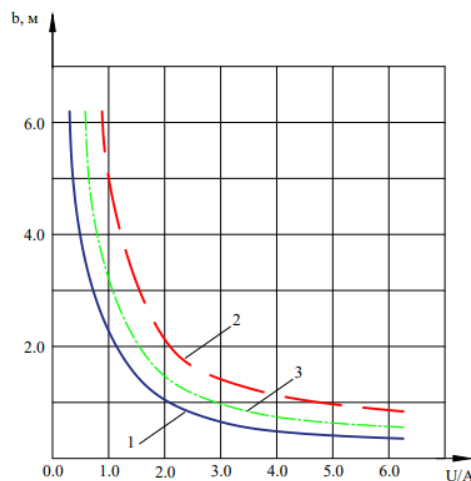


Рисунок 6 – График зависимости $s=f(U/A)$ при $P=300$ кПа, $d=4,0$ м.



1 - ленточные фундаменты; 2 - квадратные фундаменты; 3 - прямоугольные фундаменты

Рисунок 7 – Изменение ширины фундамента от отношения U/A

Во всех рассмотренных случаях, осадка фундамента при увеличении отношения U/A уменьшается. При глубине заложения фундамента $d=1,0$ м различие полученных значений S на участке изменения $U/A \geq 2,0$ (рис. 3) несколько больше, чем при глубине заложения $d=4,0$ м (рис. 4). Если $U/A < 2$ этот разброс практически отсутствует, однако с уменьшением отношения U/A осадка увеличивается весьма значительно. При этом, у фундамента с глубиной заложения $d=4,0$ м и $P=100$ кПа осадка при $U/A=1,0$ в 1,05 раза меньше, чем для идентичного фундамента с глубиной заложения $d=1,0$ м.

Следующей особенностью полученных зависимостей $S=f(U/A)$ является то, что при любой глубине заложения осадка ленточного фундамента имеет большее

значение, а квадратного – меньшее при одном и том же значении U/A . Осадка прямоугольных фундаментов при любом значении коэффициента отношения сторон всегда имеет промежуточную величину. Определение значений U/A для фундаментов, имеющих ширину до 0,5 м, подтверждает утверждение, высказанное в работе [5], что увеличение размеров фундамента приводит к уменьшению отношения U/A . Действительно, увеличение размеров фундамента уменьшает отношение U/A . Однако, уменьшение отношения U/A , влечет за собой увеличение осадки. Этот факт может быть объяснен наличием выпора грунта из-под фундамента даже и при незначительных нагрузках. В связи с этим, проектирование фундаментов с размерами в плане до 0,5 м всегда будет связано со значительным ростом их осадки.

Увеличение давления по подошве фундаментов дает аналогичную картину изменения $S=f(U/A)$. Однако, при значении $P=300$ кПа и $d=1,0$ м разброс значений осадки несколько больший (рис. 5 и 6), чем при $P=100$ кПа. Имеет место рост осадки различных типов фундаментов. Осадка в среднем при $U/A=1,0$ с ростом давления возросла в 3.83 раза. Увеличение глубины заложения до 4,0 м уменьшает это различие до 1,2 раз. Разброс значений осадок разных типов фундаментов при $d=1,0$ м имеет место при $U/A>1,3$. Если $d=4,0$ м, то этот фактор уже характерен при $U/A>1,5$.

На рис.7 показаны графики взаимосвязи отношения U/A и ширины различных типов фундаментов: ленточных, квадратных, прямоугольных при различном значении коэффициента η . Задавая величину осадки для конкретного фундамента при определенных значениях P и d , определяем отношение U/A , а затем по графику $b=f(U/A)$ можно определить требуемую ширину фундамента любой формы. Это особенно удобно при проектировании фундаментов под различные конструкции и когда требуется выровнять их осадки.

Заключение

Проведенный анализ выявил незначительное влияние глубины заложения фундаментов, их формы, размеров на осадки, распределение напряжений и деформаций в активной зоне. С ростом d при прочих равных условиях снижаются осадки фундаментов незначительно, независимо от формы. Это связано с принятым в расчете требованием $P \leq R$. Учет образования зон пластических деформаций под краями фундамента увеличивает их величины за счет выпора грунта из-под фундамента.

Установлено, что осадка ленточного фундамента практически во всем диапазоне давлений на грунт всегда больше осадки равного по ширине квадратного, круглого и прямоугольного фундаментов. Превышение осадки ленточного фундамента, при одинаковой ширине с прямоугольным, составляет 1,7 раз. Увеличение глубины заложения подошвы незначительно уменьшает его осадку, не более чем на 20%.

Предложенный метод определения ширины фундамента способствует выравниванию его осадки при любой форме в плане, что предрасполагает к увеличению напряжений по краям подошвы фундамента.

Глубину заложения подошвы фундаментов, как правило, принимают по данным технико-экономического сравнения рассматриваемых вариантов. Вместе с тем, следует иметь в виду тот факт, что увеличение d для фундаментов на естественном основании ведет к удорожанию работ нулевого цикла, а при глубине $d>5,0$ м может быть причиной разуплотнения дна котлована.

Список цитированных источников

1. Кушнер, С. Г. Расчет осадок оснований зданий и сооружений / С. Г. Кушнер. – Киев : Будівельник, 1990. – 144 с.
2. Александрович, В. Ф. Фазы деформации, пластические зоны в основании и осадки ленточного фундамента // В. Ф. Александрович, В. Г. Федоровский // Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении: Т. II.: Методы проектирования эффективных конструкций фундаментов / НИИОСП. – М.: Стройиздат, 1987. – С. 114-115.
3. Зиновьев, А. В. Определение деформаций основания конечной толщины под кольцевым фундаментом / А. В. Зиновьев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1979. – №3. – С. 23-25.
4. Кушнер, С. Г. Напряженно-деформированное состояние основания конечной толщины / С. Г. Кушнер ; – М., 1982. – 18 с. – Деп. в ЦИНИС Госстроя СССР, №3190.
5. Гольдштейн, М. Н. Расчет осадок и прочности оснований зданий и сооружений / М. Н. Гольдштейн, С. Г. Кушнер, М. И. Шевченко. – Киев : Будівельник, 1977. – 208 с.
6. Осадки строящихся сооружений / Ю. В. Россихин, А. Г. Битайнис ; под ред. А. М. Скудры. – Рига : Зинатне, 1980. – 339 с.
7. Малышев, М. В. Образование и развитие пластической области под краем фундамента при различном коэффициенте бокового давления грунта / М. В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – №1. – С. 8-16.

References

1. Kushner, S. G. Raschet osadok osnovanij zdaniy i sooruzhenij / S. G. Kushner. – Kiev : Budivel'nik, 1990. – 144 s.
2. Aleksandrovich, V. F. Fazy deformacii, plasticheskie zony v osnovanii i osadki lentochного fundamenta // V. F. Aleksadrovich, V. G. Fedorovkij // Uskorenie nauchno-tekhnicheskogo progressa v fundamentostroenii: T. II.: Metody proektirovaniya effektivnyh konstrukcij fundamentov / NIIOСП. – М.: Strojizdat, 1987. – S. 114-115.
3. Zinov'ev, A. V. Opredelenie deformacij osnovaniya konechnoj tolshchiny pod kol'ceвым fundamentom – A. V. Zinov'ev // Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov. – 1979. – №3. – S. 23-25.
4. Kushner, S. G. Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie osnovaniya konechnoj tolshchiny / S. G. Kushner ; – М., 1982. – 18 s. – Dep. v CINIS Gosstroya SSSR, №3190.
5. Gol'dshtejn, M. N. Raschet osadok i prochnosti osnovanij zdaniy i sooruzhenij / M. N. Gol'dshtejn, S. G. Kushner, M. I. Shevchenko. – Kiev : Budivel'nik, 1977. – 208 s.
6. Osadki stroyashchihsya sooruzhenij / YU. V. Rossihin, A. G. Bitajnis ; pod red. A. M. Skudry. – Riga : Zinatne, 1980. – 339 s.
7. Malyshev, M. V. Obrazovanie i razvitie plasticheskoy oblasti pod kraem fundamenta pri razlichnom koefficiente bokovogo davleniya grunta / M. V. Malyshev // Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov. – 1975. – №1. – S. 8-16.

ПРОБЛЕМЫ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА

М.И. Никитенко¹, П.С. Пойта², Н.П. Четырбок³

¹Д.т.н., профессор, Минск, Беларусь, e-mail : michnikit@gmail.com

*²Д.т.н., профессор, профессор кафедры геотехники и транспортных коммуникаций
УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь,
e-mail : ppsbrest@mail.ru*

*³К.э.н., доцент, доцент кафедры мировой экономики, маркетинга, инвестиций,
УО «Брестский государственный технический университет», Брест, Беларусь,
e-mail : natabrest@hotmail.com*

Реферат

Рассмотрены основные проблемы подготовки инженерных кадров для строительного комплекса Республики Беларусь. Отмечено, что подготовка высококвалифицированных специалистов будет соответствовать современным требованиям при обеспечении тесной связи образования с наукой и производственной сферой. Акцентированно внимание на ряде производственных, организационных, методических причин, мешающих организации и проведению учебного процесса на высоком уровне, и требующих первоочередного разрешения с целью повышения качества инженерного образования.

Ключевые слова: инженерное образование, качество подготовки специалистов, образовательные стандарты, двухуровневое образование, специалист, магистратура, научные кадры.

Problems of training engineering personnel for the construction complex

M.I. Nikitenko¹, P.S. Poyta², N.P. Chetyrbock³

Abstract

In the article were considered the main problems of training engineering personnel for the construction complex of the Republic Belarus. The training of highly qualified specialists will meet modern requirements while ensuring a close connection between education and science and the industrial sector. The attention is focused on a number of production, organizational, methodological reasons that hinder the organization and conduct of the educational process at a high level, and require priority resolution in order to improve the quality of engineering education.

Keywords: engineering education, quality of training of specialists, educational standards, two-level education, specialist, magistracy, scientific personnel.

Подготовка квалифицированных инженерных кадров для строительной отрасли Беларуси является ключевым фактором устойчивого социально-экономического развития не только упомянутой отрасли, но и всей страны. Обществу нужны образованные, нравственные, предприимчивые и компетентные личности, способные самостоятельно принимать в ответственных случаях

правильные решения, прогнозируя их возможные последствия, умеющие выбирать эффективные способы сотрудничества. Они должны отличаться мобильностью, динамизмом, конструктивностью, обладать развитым чувством ответственности за свою судьбу и судьбу страны. Высшие учебные заведения призваны обеспечить подготовку кадров высокой квалификации с глубокими теоретическими знаниями по своей специальности, навыками “инженерного мышления”, а не только использования готовых решений, нацеленными очень тесно взаимодействовать с предприятиями и организациями отрасли, в том числе и научными. Для реализации таких глубоких знаний требуется формирование у обучающихся именно тех компетенций, которые будут востребованы в будущем предприятиями-потребителями [1]. Таким образом, подготовка инженерных кадров с высокой квалификацией – задача государственной важности, относящаяся к сфере национальных стратегических интересов. Сегодня качество подготовки будущих инженеров должно волновать всех: в первую очередь – самих студентов, так как от качества их образования будет зависеть их будущее, затем – государство, работодателей, и, конечно, преподавателей ВУЗов. Это можно объяснить происходящими в окружающем нас мире изменениями: глобализацией экономики и образования, переходом ведущих стран мира на более высокий уровень технологий с созданием их интеллектуальных систем и др. В таких условиях наличие активно действующих высококвалифицированных инженерных кадров имеет огромное и даже определяющее значение [2].

Подготовка на высоком качественном уровне мотивированных и заинтересованных в своей будущей профессии молодых инженерных кадров требует постоянного разумного обновления содержания образования, достижения все большей квалификации профессорско-преподавательского состава, оснащения кафедр современным и дорогостоящим оборудованием, компьютерной техникой и программным обеспечением.

Сегодня общепризнан факт, что традиционное понимание профессионального образования как усвоение суммы знаний, базируемого на изучении лишь фиксированных дисциплин, является явно недостаточным. Преобладающее место в этом процессе должны занять не одни только конкретные практические примеры и учебные предметы, но также и способы мышления и деятельности. Заметим еще, что даже изучение студентами предметов по строительным специальностям – это все же достаточно трудно решаемая проблема для значительной части учащейся молодежи.

Переход на двухуровневое высшее образование по ряду специальностей (например, «Промышленное и гражданское строительство») с квалификацией специалист-магистр, на наш взгляд, деформирует устоявшуюся систему инженерного образования и во многом ориентирован на подготовку инженеров, плохо усвоивших теоретические знания и имеющих отдаленное представление о практическом их применении. Фактически мы получаем недоученных специалистов с дипломами инженера-строителя.

Возникает вопрос: почему сложилась такая ситуация?

После решения РИВШ в 2017 году учебный план первой ступени высшего образования по специальности ПГС был переработан, а новый срок обучения теперь составляет 4 года [3]. Такое решение базируется на уменьшении количе-

ства аудиторных часов (лекций, лабораторных, практикумов, курсового проектирования) с сокращением объёмов производственных практик, студенческой научной и учебно-исследовательской работы под руководством опытных педагогов. К примеру, в 2010 году по дисциплине "Механика грунтов, основания и фундаменты" студенты выполняли курсовой проект, а в 2015 – уже лишь курсовую работу. Объем аудиторных часов по этой дисциплине в 2015 году был равен 164 часа, а в 2022 – только 116 часов при уменьшении более чем в 1,4 раза. Лекционный курс сокращен в 1,64 раза, практические занятия – в 1,32 раза. Произошло ощутимое снижение объема теоретических занятий и практического обучения, важным элементом которого является курсовое проектирование.

Не является секретом, что уровень знаний абитуриентов, поступающих на инженерные специальности, в частности, строительного профиля, с каждым годом падает, в том числе и по таким важным для них дисциплинам, как математика и физика. А это прямо сказывается на снижении качества подготовки специалистов-инженеров.

Поскольку универсальная школьная программа не учитывает будущую, а главное, желаемую школьником профессию, поступающие на инженерные специальности строительного профиля абитуриенты мотивированны выбором такой специальности, на которую есть шансы пройти по конкурсу на бюджетную форму обучения, что возможно лишь при условии достаточного уровня своих знаний. При отсутствии такого шанса абитуриенты со слабыми знаниями зачастую вынуждены выбирать финансово доступные специальности по внебюджетной форме обучения, включая заочную, что традиционно влечет за собой последующее низкое качество получаемых знаний [2].

Другим, не менее важным фактором снижения качества подготовки специалистов является чрезмерная нагрузка преподавателя. У него, при годовой аудиторной нагрузке почти в 900 часов (и даже более) и выполнении в полном объеме так называемой работы «второй половины рабочего дня», вряд ли остается время для творческой деятельности, т.е. научно-исследовательской и учебно-методической работы. Такое положение сформировало устоявшееся мнение: “Хочешь найти время для чего-то другого – ставь “четверки” всем”. Причем этот подход не пресекается руководством ВУЗа, факультета и кафедры, они вынуждены принимать это, в связи с тем, что над всеми ними довлеет «дамоклов меч»: их штат, особенно профессорско-преподавательский (ППС) и учебно-вспомогательный персонал (УВП), жестко привязан к количеству обучаемых. Штат кафедры (профессорско-преподавательский состав (ППС) и учебно-вспомогательный персонал (УВП)) стабилен только при хорошей успеваемости студентов, в противном случае при их отчислении возникает опасность неизбежного сокращения ППС и УВП, а также внебюджетных средств, что очень чувствительно для ВУЗа в целом.

Возникает закономерный вопрос: совместимы ли такие подходы к учебному процессу с качеством подготовки инженерных кадров?

Можно отметить еще один немаловажный аспект. Существующее поныне устаревшее положение о высшей школе предусматривает запрет на допуск к сдаче курсовых экзаменов по всем предметам без хотя бы одного зачета, даже по «непрофильной» дисциплине.

Рассмотрим последствия такого подхода, отсутствующего в большинстве зарубежных стран, кроме возникших на базе распавшегося бывшего Советского

Союза. Например, без одного зачета (возможно за счет конфликта с преподавателем) студент деканатом не допускается к сдаче экзаменов по всем профильным предметам, хотя он к ним готов и имеет достаточные знания. Возникает социальный конфликт, отражающийся на каждом из звеньев учебного процесса: нервное потрясение у студента от опасности не успеть сдать в период сессии все или часть экзаменов и даже быть отчисленным. Это сразу снижает у кафедр, факультетов, в целом по ВУЗу и преподавателей, соответствующих дисциплин показатели успеваемости их студентов. Кроме того, проявляется дальнейшая цепочка негатива: каждому из преподавателей потребуется для студента, не сдавшего соответствующие экзамены, назначать и тратить (ведь у остальных студентов группы эти экзамены приняты в предусмотренные сроки) дополнительное время на прием пересдаваемых экзаменов.

Кого же в таком болезненном и нежелательном исходе винить? При вдумчивом подходе вряд ли обоснованно считать виновными только студентов или преподавателей, ибо такая ситуация была запрограммирована неверным и давно устаревшим циркуляром.

Помимо этого, возникают и другие щекотливые вопросы: первый – кому все это выгодно? И второй – не является ли нарушением прав человека запрет студенту сдавать экзамены по другим предметам без одного зачета по непрофильной дисциплине? А также – каким образом компенсируется дополнительно затраченное преподавателями время на прием пересдаваемых экзаменов?

Ответов, к сожалению, мы не услышим, хотя они очевидны.

Заметим, что проф. Никитенко М.И. после своей стажировки в 1977/78 учебном году на кафедре геотехники Словацкого технического университета (г. Братислава) много лет пытался получить ответы на эти вопросы и решить их с соблюдением субординации в череде заинтересованных структур, но они до сих остаются актуальными.

Можно не сомневаться, что указанные проблемы явно сказываются на снижении качества подготовки специалистов.

Со стороны руководства кафедр очень часто на слуху напоминание ППС, что наша задача – никого не отчислять. Следовательно, и те, кто не желает учиться, об этом громко объявляют преподавателю, прекрасно зная, что открывать учебник и конспект не надо, ведь положительная оценка в зачетке будет всегда. Если же придется студента отчислять, то ректор персонально должен объяснить принятое решение перед министром. Но тогда преподаватель попадает в категорию ненужных, не перспективных, вопреки тому, что он даже доктор наук, профессор и имеет государственные награды за безупречную работу. И никого не волнует, что получивший диплом горе-специалист не будет способен запроектировать ответственную часть здания – фундамент, либо, не зная методов расчёта, примет затратное решение, требующее значительного необоснованного объема государственных средств.

Кстати, имеющая глубокие теоретические корни немецкая система образования всегда являлась и остается общепризнанным эталоном подготовки дипломированных инженеров. Вместе с тем популярность технических специальностей в Германии тоже падает, молодых специалистов не хватает. Многих будущих студентов отпугивает тот факт, что инженер должен иметь знания по та-

ким сложным дисциплинам, как математика, физика, сопромат, теоретическая механика, строительная механика, а также нести ответственность за принятые технические решения. Свой диплом выпускник ВУЗа в Германии может получить после того, как через год-два года своей практической работы подтвердит способность реализовать свои знания, хотя каждый четвёртый из них его не получает. Сохраняя высокие требования в подготовке инженерных кадров, специальный Союз компаний по аккредитации строительного образования отмечает, что проблемы в нем связаны не с новым подходом, а с его содержанием [4]. Очевидна идентичность подобных проблем в разных странах.

Важно учесть, что подготовка специалистов, способных создавать и осваивать наукоемкие технологии, разрабатывать и использовать уникальные технические решения и системы, совершенствовать методы расчета и проектирования зданий, сооружений в любых инженерно-геологических условиях – задача важная и актуальная для Беларуси.

Затронем еще один важный аспект. Произошедший в Беларуси переход на 10-бальную систему оценки знаний учащихся вроде был нацелен на более дифференцированный подход, но на деле получен обратный эффект. Если ранее, при 5-бальной системе, положительными были оценки от 3-х до 5-ти, то теперь такими стали уже в более широком диапазоне от 4-х до 10-ти, причем фактически разница между ними даже нивелируется за счет малого отличия оценочных критериев.

Теперь, при ничтожном отличии между 3-мя и 4-мя баллами, их практически уравнили, знания на 4 балла вообще считаются удовлетворительными и даже достаточными по профилирующим предметам для получения диплома выпускниками ВУЗов при их минимальном и, в ряде случаев, неудовлетворительном уровне подготовки. Наши зарубежные студенты, магистранты и соискатели ученых степеней утверждают, что в их странах при оценках ниже 8-ми баллов дипломы вообще не признают, поскольку такие специалисты им не нужны.

Следует заострить внимание еще на ином важном и многоплановом аспекте проблемы подготовки инженерных кадров для строительного комплекса, который в решающей степени зависит от уровня компетентности профессорско-преподавательского состава.

Как известно, ППС часто представлен отличающимися категориями специалистов высшей квалификации: без ученых степеней и научных званий; с наличием таковых – соответственно после обучения в магистратуре, аспирантуре и докторантуре.

До недавнего времени знания в вопросах педагогики и психологии получали преподаватели обычной школы и если они переходили работать в ВУЗы, то по техническим специальностям фактически были самоучками. С начала 80-х годов минувшего столетия специалисты технических ВУЗов, после обучения в аспирантуре, стали также получать эти важные знания, нацеленные на повышение уровня подготовки инженерных кадров.

Наш многолетний педагогический опыт свидетельствует, что примерно со второй половины минувшего столетия в технических ВУЗах Беларуси на смену педагогам-практикам, преимущественно с инженерным образованием, все чаще стали приходиться специалисты с более высоким уровнем знаний, как правило,

с учеными степенями и научными званиями. Их готовили сначала в Российской Федерации или других республиках СССР (до конца 80-х годов), а затем в ВУЗах Беларуси при создании собственных Советов по защите диссертаций. Первые Советы строительного профиля были смешанными по ряду специальностей, а позднее стали более узкопрофильными по одной или трем из них.

Подпитка кафедр научно-педагогическими кадрами высшей квалификации происходила за счет кадров научных подразделений (научно-исследовательского сектора НИС, научно-исследовательской части (НИЧ)) в ВУЗах. При этом неуклонно возрастало повышение профессионального уровня ППС по строительным специальностям. Мощный импульс этому процессу придали приобретение Беларусью самостоятельности и создание национальной Высшей аттестационной комиссии (ВАК).

Общеизвестно, что преподаватели ВУЗов по строительным специальностям сразу после обучения в них без производственного инженерного опыта, зачастую не проводившие научных исследований даже по линии научно-исследовательской работы студентов (НИРС), традиционно начинают свою педагогическую работу в должностях ассистентов или их стажеров. При уровне знаний с малым отличием от обучаемых студентов они ведут преимущественно лабораторные занятия, а свой багаж профессиональных инженерных и научных знаний увеличивают по мере дальнейшей работы, что позволяет затем занимать другие более высокие должности. Это обеспечивает им обучение в аспирантуре, с выполнением теоретических или экспериментальных исследований, защитами своих диссертаций и получением ученой степени кандидата наук, дающей право занимать должности доцентов. Еще выше уровень профессиональной подготовки педагогов ВУЗа достигается после обучения в докторантуре с получением ученой степени доктора наук, что дает право занимать должность профессора и получать такое же ученое звание. Таким возможностям благоприятствовало формирование при отдельных ВУЗах специализированных Советов по защитам кандидатских и докторских диссертаций, решения которых о присвоении соответствующих ученых степеней утверждаются теперь созданным в Беларуси ВАКом.

Без сомнения, увеличение количества национальных научно-педагогических кадров способствовало все возрастающему уровню качества знаний молодых инженеров.

Однако за последнее время наметилась неблагоприятная тенденция ухудшения состояния данного вопроса.

Выше была затронута только часть очевидных, возможно лишь локальных, факторов и причин снижения уровня подготовки инженерных кадров строительной отрасли. Ниже попытаемся дополнить их перечень факторами, имеющими объективный характер, которые тормозят решение возникающих проблем, связанных с:

- низким уровнем оснащенности аудиторий для визуализации проводимых занятий (отсутствие или недостаточное количество аудио- и видеотехники, проекторов, экранов, макетов, плакатов);

- слабой материально-технической оснащенностью лабораторной базы, давно устаревшими приборами и оборудованием, сложностью приобретения современных при отсутствии финансирования;

- издержками дистанционного обучения при неготовности перехода на него в период пандемии Ковида-19 при массовом заболевании студентов, ППС и УВП;
- низким образовательным уровнем абитуриентов;
- интенсивным старением контингента ППС при естественной убыли кадров с высшей квалификацией и слабой преемственностью поколений (примеры удачного решения данного вопроса имеют место в ряде зарубежных стран);
- необоснованным ужесточением требований ВАК к содержанию и оформлению диссертаций на соискание ученых степеней кандидатов и докторов и получению ученых званий доцентов, профессоров, к формированию Советов по защита диссертаций, что привело к сокращению числа поступающих в аспирантуру и, особенно, в докторантуру;
- перекосом требований ВАК в виде укоренившегося подхода к получению ученых званий доцентов и профессоров только преподавателями ВУЗов с ликвидацией идентичных званий старших научных сотрудников и профессоров работниками научно-исследовательских институтов (НИИ);
- сокращением, вплоть до полной ликвидации, практики повышения квалификации ППС за счет стажировок или обучения (с оплатой при отрыве от производства) на ранее существовавших в ВУЗах других республик специальных факультетов, при формальном подходе осуществления без отрыва от производства, но и без уменьшения основной учебной нагрузки;
- издержками взаимоотношений между собой и в иерархиях: студент-преподаватель; заведующий кафедрой – преподаватель;
- ослаблением связи науки с производством, международного сотрудничества и обмена опытом с родственными кафедрами других ВУЗов, включая ближнее и дальнее зарубежье;
- практически прекращением обмена стажерами-практикантами и взаимным проведением производственных практик;
- возникшим в последний период сокращением специализированных кафедр за счет объединения в разнопрофильные;
- формальностью курсового и дипломного проектирования в виде компилирования готовых решений и малой доле тематики реального характера или с элементами исследований;
- негативной ролью ошибочной информации в сети Интернет, используемой учащимися предпочтительнее в сравнении с источниками на бумажном носителе;
- формальным проведением производственных и преддипломных практик, причем зачастую без привязки к темам дипломных проектов;
- резким уменьшением ранее практиковавшихся случаев проведения так называемых «деловых игр» на учебных занятиях со студентами, что способствовало инициированию творческого подхода к решению жизненно важных задач в конкретных ситуациях;
- ослаблением контроля со стороны деканата за посещаемостью студентами учебных занятий и потерей рычагов влияния на них;
- некорректным распределением учебной нагрузки между преподавателями при необоснованном (порой формальном, в виде уравниловки без учета квалификации) соотношении объема в ней учебных занятий, НИР, учебно-методической и воспитательной работы;

– несовершенством учебных планов с перекосами в них соотношения объемов профильных и важных для конкретной специальности предметов, а также второстепенных дисциплин (в частности, геотехнические: «Инженерная геология», «Механика грунтов, основания и фундаменты»), без учета их специфики, так как объемы соответствующих учебных занятий в них традиционно планируются весьма неоправданно заниженными;

– ограниченным объемом и несвоевременным внесением изменений в рабочие программы по сравнению с типовыми, содержание которых отстает от достигнутого прогресса в строительной отрасли в нашей и зарубежных странах, слабое отражение отличия принципов в них (национальные ТНПА и Еврокоды) при изысканиях, проектировании, особенно геотехнических, и в строительстве;

– сведением на нет экскурсий на объекты в ходе учебного процесса, уменьшением насыщенности содержания производственных и учебных практик, особенно в последнее время в связи с работой в студенческих отрядах;

– несовершенством взаимоотношений между смежными и несмежными кафедрами, факультетами, формальным согласованием программ по дисциплинам, планирующим изучение одинаковых вопросов.

Для расширения компетенции и углубления практических навыков специалиста, повышения тем самым качества его подготовки, требуется создание условий для эффективного функционирования системы образования, а не только ее реформирование, причем некоторые из них безотлагательно, в первую очередь:

1. Четкий и обоснованный выбор реализуемых образовательных программ для бакалавров (I ступень, срок обучения – 4 года), магистров (II ступень, 1-2 года) и (или) специалистов-инженеров, но не с сокращенным сроком обучения. Можно предложить свой путь – студент специальности ПГС учится 5,5-6 лет и получает диплом "инженер-магистр", изучая последний год специализацию. Заказчик кадров (работодатель) обязан знать квалификационные требования к каждой категории принимаемого на работу сотрудника.

2. Налаживание эффективных связей между работодателями и ВУЗами, количество выпускников которых должно быть согласовано с потребностями экономики каждого региона, сформировавшего заказ. Предприятия, организации, научные учреждения обязаны понимать, что они готовят кадры для себя, поэтому заинтересованы в качественном прохождении практик, разработке учебных планов, участии в работе ГЭК, помощи ВУЗам в приобретении современных приборов, оборудования, компьютерной техники с необходимым программным обеспечением, объективной оценке качества и объема знаний инженерных кадров и др.

Подготовку отвечающих современным требованиям таких кадров следует осуществлять на основе объединения учебного процесса с производственным или научным, предусматривая активное участие студентов в работе предприятий, проектных и научных организаций [6].

Чтобы уйти от формализма в обучении инженерных кадров следует активнее использовать опыт других стран [4, 5].

Примером может служить учрежденный Главным союзом немецкой строительной индустрии (HVDB) специальный Союз компании по аккредитации строительного образования. Эта структура нацелена на выявление немецких

ВУЗов, обеспечивающих наиболее качественную подготовку специалистов. В России вводят представляющих интересы работодателей координаторов профиля выпускников, подготовленных по соответствующей образовательной программе. Таковыми должны быть внешние специалисты с непререкаемым авторитетом среди коллег и руководителей отрасли, обеспечивающие взаимодействие ВУЗа и предприятий данного региона и разделяющие с его руководством ответственность за практическую подготовку специалистов.

3. Безотлагательно требуется принять все меры к укомплектованию технических университетов кадрами высшей квалификации, предусмотрев обязательное участие всех преподавателей профилирующих дисциплин в выполнении государственных научно-технических программ, проведение актуальных НИР с активным участием студентов, стажеров и аспирантов. Для чтения лекций привлекать только специалистов высшей квалификации, видных ученых других ВУЗов, в том числе и зарубежных. Обеспечить отбор студентов, склонных к точным наукам, теоретическому и техническому творчеству, для работы в научных и проектных организациях, а в перспективе также и ВУЗе.

Одним из путей решения этой проблемы может быть разрешение преподавателям специальных строительных дисциплин получать аттестаты Министерства строительства и архитектуры по направлению своей специализации по заявительному принципу и бесплатно, а для выполнения работ по обследованию, разработке проектной документации – привлекать в работе создаваемых на базе вуза ВНК специалистов, в т.ч. не имеющих аттестатов соответствия. Необходимо разработать механизмы привлечения к работе в ВУЗах и научных организациях наиболее талантливых выпускников без стажа практической работы, которых после завершения основного курса обучения можно направлять в формате стажировки для углубленной подготовки в научно-исследовательские и конструкторские организации.

4. Одной из важнейших задач, причем не только университетов, но и государственных организаций, частного бизнеса и даже средств массовой информации должно стать повышение престижности инженерного образования. Эту задачу необходимо решать реальными шагами в технической модернизации строительного комплекса за счет внедрения современных технологий с предпочтением разработанных отечественными учеными.

Принцип отбора студентов в инженерные ВУЗы должен стать действительно конкурсным, учитывающим помимо баллов централизованного тестирования, также способности и особенно мотивированность абитуриентов на получение выбранных инженерных профессий.

Платное обучение будущего специалиста родителям обходится весьма дорого. Получивший образование такой молодой инженер обычно трудоустраивается самостоятельно. У работодателя при приеме на работу он имеет преимущество в сравнении с обучавшимся на бюджете. При этом сам работодатель не связан законодательством по отношению к обучавшемуся на платной форме молодому специалисту, поэтому может без проблем увольнять его практически по любой причине.

На наш взгляд, работодателю целесообразно при приеме на работу специалиста платной формы обучения, (первый раз после окончания) хотя бы 60-70% стоимости его обучения вернуть ВУЗу, который половину этих средств возвратит молодому специалисту. Такой подход сможет повысить интерес к платной форме обучения.

5. Вопросы подготовки профессиональных кадров в России обсуждались на международном строительном форуме "Интерстройэкспо" в г. Санкт-Петербурге, где было отмечено, что 40% нарушений в строительстве обусловлено низким уровнем квалификации инженеров-строителей. В связи с этим назрела острая необходимость разработки обучающих программ, образовательных стандартов, отражающих насущные проблемы отрасли. Ведь суть проблемы – «недостаточная направленность высшего инженерного образования на обучение действиям, знаниям, умениям, навыкам, методам перевода объектов, процессов и систем из одного состояния в другое, недостаточный прагматизм» [4].

Поэтому создание новых образовательных стандартов не должно сводиться к перераспределению часов учебной нагрузки и их увеличению часов на самостоятельную работу. Для обеспечения требуемого качества необходимо выстроить образовательную программу под запланированный результат – компетентностную модель специалиста, определяющую результативное протекание каждого процесса, реализующего образовательную программу. В процессе обучения должна быть решена главная задача – дать глубокие знания по техническим и специальным дисциплинам.

Примером такого подхода может быть опыт России, Германии и других стран, где делается акцент на более узкую специализацию, но более глубокое изучение предметов специальности – как вариант, подготовка специалистов по геотехнике.

Отечественная инженерная школа должна реагировать не только на современные требования производственного комплекса, но и работать на упреждение, перспективу, поддерживая связь высшего образования с тенденциями развития всех отраслей экономики, что возможно только при качественной подготовке инженерных кадров.

Постановлением Совета Министров Республики Беларусь №683 от 30.11.21 г. Утверждена Концепция развития системы образования Республики Беларусь до 2030 года, в которой даны характеристики мировых тенденций развития системы образования текущего состояния нашей системы образования текущего состояния нашей системы образования сформулированы цели, задачи, направления развития на период до 2030 года намечены этапы и результаты ее реализации [1].

Высказанные нами некоторые соображения в рамках упомянутой концепции, возможно спорные, направленные на привлечение внимания, как специалистов вузов, так и специалистов строительной отрасли, на те проблемы, которые имеют место в инженерном образовании, с целью выработки возможных путей решения. Отечественная инженерная школа должна не только реагировать на современные требования производственного комплекса, но и работать на упреждение, перспективу, поддерживая связь высшего образования с тенденциями развития всех отраслей экономики, что возможно только при качественной подготовке инженерных кадров.

Список цитированных источников

1. Постановление Совета Министров Республики Беларусь №683 от 30.11.2021 г. О концепции развития системы образования Республики Беларусь до 2030 года / Национальный правовой интернет-портал Республики Беларусь. – 02.12.2021.-5/49678-32 с.
2. Пойта П. С. Подготовка высококвалифицированных инженерных кадров – важнейшая государственная задача // Пойта П.С., Четырбок Н.П., Шалобыта Т.П. // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров: сборник статей XXI Международного научно-методического семинара. – Брест: Издательство БрГТУ, 2018. Часть II. С. 182–184.
3. Бондарь В. В. / О необходимости переработки плана специальности «Строительство тепловых и атомных электростанций» в части дисциплины «Железобетонные конструкции» // Материалы Международной научно-практической конференции «Проблемы современного строительства». – Минск. – 2021 г. – с. 14-17.
4. Дударь Е.С., Dudar A.O. / Некоторые особенности подготовки инженеров-строителей в университетах России и Германии // Пермь, 2022 – с. 1-8.
5. Мануйлов В. Открытое образование: перспективы; рациональность, проблемы / В.Мануйлов, В.Галкин, И.Федоров // Высшее образование в России. – 2004.-№12.-с.37-105.
6. Драгун Н. П. / Повышение практической ориентированности высшего образования в Республике Беларусь: проблемы и перспективы // Проблемы современного образования в техническом ВУЗе / Материалы VI Междунар. научно-методической конференции. – Гомель, – 2019 г. – с.1-6.

Literatures

1. Decree of the Council of Ministers of the Republic of Belarus No. 683 of November 30, 2021 On the concept of development of the education system of the Republic of Belarus until 2030 / National Legal Internet Portal of the Republic of Belarus. – 02.12.2021. - 5/49678-32 p.
2. Poyta P. S. Training of highly qualified engineering personnel is the most important state task // Poyta P.S., Chetyrbock N.P., Shalobyta T.P. // Perspective directions of innovative development of construction and training of engineering personnel: collection of articles of the XXI International Scientific and Methodological Seminar. - Brest: BrGTU Publishing House, 2018. Part II. pp. 182–184.
3. Bondar V. V. / On the need to rework the plan of the specialty “Construction of thermal and nuclear power plants” in terms of the discipline “Reinforced concrete structures” // Proceedings of the International scientific-practical conference “Problems of modern construction”. - Minsk. - 2021 - p.14-17.
4. Dudar E.S., Dudar A.O. / Some features of the training of civil engineers at the universities of Russia and Germany // Perm, 2022 - p. 1-8.
5. Manuilov V. Open education: perspectives; rationality, problems / V. Manuilov, V. Galkin, I. Fedorov // Higher education in Russia. – 2004. - №12.-p. 37-105.
6. Dragun N. P. / Improving the practical orientation of higher education in the Republic of Belarus: problems and prospects // Problems of modern education

in a technical university / Proceedings of the VI Intern. scientific and methodological conference. - Gomel, - 2019 - p.1-6.

УДК 691.542:338.583

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭКОНОМИЧЕСКОГО ЭФФЕКТА ОТ ПРИМЕНЕНИЯ КОМПЛЕКСНОЙ ДОБАВКИ ДЛЯ БЕТОНА НА ОСНОВЕ ГИДРОТЕРМАЛЬНОГО НАНОКРЕМНЕЗЕМА И МНОГОСЛОЙНЫХ УГЛЕРОДНЫХ НАНОТРУБОК

Е. Н. Полонина¹, С. Н. Леонович², И. В. Шаниukeвич³

¹ *Магистр технических наук, старший преподаватель кафедры строительных материалов и технологии строительства Белорусского национального технического университета, Минск, Беларусь, e-mail: grushevskaya_en@tut.by*

² *Д. т. н., профессор, заведующий кафедрой строительных материалов и технологии строительства Белорусского национального технического университета, Минск, Беларусь, e-mail: sleonovich@mail.ru*

³ *К. э. н., доцент, доцент кафедры экономики, организации строительства и управления недвижимостью Белорусского национального технического университета, Минск, Беларусь, e-mail: shaniukevich@gmail.com*

Реферат

В данной статье определяется стоимость комплексной добавки, разработанной на основе сочетания малых доз наночастиц SiO₂ и многослойных углеродных нанотрубок, исходя из рыночной стоимости входящих в состав ее компонентов, и рассчитывается экономический эффект от применения комплексной добавки. Использование в комплексной добавке малых доз привело к тому, что произошло повышение физико-механических характеристик бетона при одновременном снижении стоимости 1 м³ бетонной смеси.

Ключевые слова: комплексная добавка, наночастицы, гидротермальный кремнезем, многослойные углеродные нанотрубки, экономический эффект.

DETERMINATION OF THE ECONOMIC EFFECT FROM THE USE OF A COMPLEX ADDITIVE FOR CONCRETE BASED ON HYDROTHERMAL NANOSILICA AND MULTILAYER CARBON NANOTUBES

E.N. Polonina, S.N. Leonovich, I.V. Shaniukevich

Abstract

In this article the cost of the complex additive developed on the basis of small doses of SiO₂ nanoparticles and multilayer carbon nanotubes is determined based on the cost of its components, and the economic effect of the use of a complex additive is calculated. The use of small doses in the complex additive led to an increase in the physical and mechanical characteristics of concrete while reducing the cost of 1 m³ of concrete mixture.

Key words: complex additive, nanoparticles, hydrothermal silica, multilayer carbon nanotubes, economic effect.

Введение

Материальные затраты во многих отраслях, особенно в строительной, составляют существенную долю в структуре всех затрат при производстве продукции. В связи с чем, снижение и оптимизация затрат является одним из направлений совершенствования деятельности любого предприятия, что позволяет в том числе снизить стоимость производимой продукции. В свою очередь, потребителю интересна не только цена, но и самые значимые характеристики продукции.

Одним из направлений снижения материалоемкости и экономии без потери качества строительной продукции и сохранения высоких ее эксплуатационных свойств является эффективность применения строительных материалов, в частности, бетона как наиболее распространенного. Это возможно не только путем повышения его физико-механических характеристик, но и снижением стоимости его составляющих, что может быть реализовано за счет применения различных модификаторов и пластификаторов.

Анализ научных исследований (таблица 1) показал, что наночастицы (далее – НЧ), вводимые в состав бетона, применяются в большом диапазоне [1-18], что ограничивает их применение в промышленном масштабе из-за высокой стоимости конечного продукта. Поэтому использование малых доз наночастиц, в несколько сотен раз ниже уже исследованных, является одним из возможных вариантов более рентабельного применения наночастиц.

Таблица 1 – Количество предлагаемых различными авторами к применению наночастиц в долях от массы цемента

Автор	Количество НЧ, % от массы цемента	
	МУНТ	SiO ₂
Полонина Е.Н.	0,00002-0,0009	0,000001-0,00008
Гуриненко Н.С.	-	0,25-1,0
Рябчиков П.В.	0,005-0,1	-
Марко О.Ю.	0,005	-
Zhang P. (Чанг)	-	2,0-5,0
Bahadori, H.	-	1,0-3,0
Khaloo, A.	-	1,75
Ji, T.	-	0,3
Du, H.	-	0,9
Li, G.Y.	0,5	-
Makar, J.M.	2,0	-
Wansom, S.	0,1-0,75	-
Habermehl - Cwirzen, K.	0,045-0,15	-
Shah, S.P.	0,02-0,1	-

Следует отметить, что применение нанотехнологий позволят избежать основной проблемы изготовления бетона – микротрещин, которая усиливается в процессе эксплуатации.

С учетом эффективности применения, затрат на производство, возможности стабилизированного однородного ввода в бетонную смесь и наличия действующих крупных производств авторами для исследований были выбраны наночастицы гидротермального золя кремнезема и многослойные углеродные нанотрубки, в следствии чего впервые было произведено комплексное сочетание данных наноконпонентов и разработана комплексная добавка. Введение комплексной добавки в бетон, содержащей в своем составе наночастицы гидротермального кремнезема SiO_2 (далее - SiO_2) и многослойные углеродные нанотрубки (далее - МУНТ) дал структурный эффект, переходящий в эффекты повышения физико-механических характеристик [19-25]. Дальнейшей целью в рамках данной статьи является определение экономического эффекта от применения разработанной комплексной добавки.

Материалы и методы

Характеристики компонентов комплексной добавки следующие:

– гидротермальный золь нанокремнезема: содержание SiO_2 в золе -120 г/дм³, плотность $\rho=1075$ г/дм³, общее солесодержание - 1720 мг/дм³, рН=9,2, удельная площадь поверхности 500 м²/г и средний диаметр первичных наночастиц SiO_2 5,5 нм.

– МУНТ: средний диаметр трубок и волокон 10-300 нм, средняя длина трубок и волокон 0,01-20 мкм, насыпная плотность 0,15-0,22 г/см³, зольность не более 5%, удельная адсорбционная поверхность от 60 м²/г;

– суперпластификатор (далее - СП) в виде водного раствора - поликарбоксилатный сополимер WBK плотностью 1,1-1,14 г/мл, рН=6-8, вязкостью 230-330 сПз, содержание нелетучих веществ 39-41%, водоредуцирующей способностью до 40 %.

Технология получения комплексной нанодобавки состоит в следующем: в приготовленную водную суспензию наночастиц МУНТ (ТУ 2111-001-97849280-2014) добавляется отмеренное количество золя гидротермального нанокремнезема SiO_2 (ТУ ВУ 691460594.002-2016) и перемешивают в смесителе, снабженном высокооборотистой мешалкой, в течении 40 минут. Таким образом, наночастицы МУНТ и SiO_2 равномерно распределяются в объеме дисперсии, что придает им большую устойчивость к расслоению, а комбинированная композиция – приобретает соответствующие свойства.

При применении комбинированную композицию – добавку – смешивали с небольшим количеством воды и вводили к компонентам бетонной смеси. Для изготовления бетонной смеси дозируется крупный и мелкий заполнители, портландцемент и производится смешивание сухих компонентов в течении нескольких минут до однородной массы. Далее в смесь, при постоянном перемешивании, добавляется вода совместно с комплексной добавкой (содержание суперпластификатора 0,32-0,4%, наночастиц SiO_2 0,000001 – 0,00008% и наночастиц МУНТ 0,00002-0,0009% от массы цемента) в количестве от 0,5 до 0,8 % от массы цемента для получения необходимой подвижности смеси с В/Ц= 0,3 - 0,4.

Определение экономического эффекта

Для оценки и сопоставления стоимости бетонной смеси (в бел. руб/м³) для Серий 1-5 (составы которых указаны в табл. 3-7) была применена упрощенная

оценка, которая базируется на определении экономического эффекта от изменения в составах бетона при фиксированном содержании основных материалов с заменой используемой добавки на комплексную.

В силу отсутствия достоверной информации о ценах в открытой печати стоимость комплексной добавки рассчитывалась, исходя из рыночной стоимости входящих в состав ее компонентов (табл.1). Стоимость компонентов принята согласно данным, предоставленным производителями наночастиц ООО «Передовые исследования и технологии» и ООО НПФ «Наносилика». Следует отметить, что стоимость наночастицы МУНТ взята максимальная и в зависимости от объема и полученного результата при производстве и последующей реализации она может быть снижена, по предварительным данным, до 25 коп. за 1 г.

Таблица 2 – Расчет стоимости комплексной добавки

Основные компоненты комплексной добавки	Расход, г	Стоимость, бел. руб. за 1г	Сумма, бел. руб.
Наночастицы МУНТ	0,005	2,5	0,0125
Суперпластификатор (СП)	49,15	0,002925	0,1437
Гидротермальные наночастицы SiO ₂	0,000749	0,088	0,0000659
Вода	49,15+1,699	0, 000 001	0,0000508
<i>Стоимость 100 г</i>	100	-	0,15635
<i>Стоимость 1 кг</i>	-	-	1,5635

Экономический эффект (Э, руб/ м³ бетона) примененной в бетоне комплексной добавки (КД) определялась как разница между стоимостями 1 м³ бетонной смеси при замене в рецептурах бетона традиционно используемых во время строительства на БелАЭС добавок (C_{б(АЭС)}) на разработанную комплексную добавку (C_{б(КД)}):

$$\mathcal{E} = C_{б(АЭС)} - C_{б(КД)}, \text{ руб/м}^3 \quad (1)$$

Для расчета из прейскурантов заводов – производителей были взяты стоимостные показатели основных компонентов бетона (табл. 2). При этом принималась соразмерность затрат на транспортировку и перемешивание бетонной смеси.

Таблица 3 – Стоимость добавок и основных материалов

Основные материалы	Стоимость, бел. руб	
	за 1 кг	за 1 т
Цемент М500-Д0	0,22	220
Щебень фр 5-20мм	0,026	26,34
Щебень фр 5-10мм	0,029	29,36
Песок	0,007	7,43
Расширяющая добавка РСАМ	0,105	-
Микрокремнезем конденсированный МКУ-85	2,61	-
Добавка «SikaViscoCrete 3190»	4,3	-
Добавка «SikaViscoCrete 5-600»	6,3	-
Добавка «Динамикс ПК»	5,32	-
Добавка «Динамикс СП-180»	2,3	-
Комплексная добавка (КД)	1,5635	-

Стоимость бетонной смеси (C_6) определялась ее составом и стоимостью компонентов (без учета воды), результаты для Серий 1-5 представлены в таблицах 3-7:

$$C_6 = Ц \cdot C_ц + Щ \cdot C_щ + П \cdot C_п + Д \cdot C_д, \text{ руб/м}^3 \quad (2)$$

где $Ц$, $Щ$, $П$ и $Д$ – соответственно расход цемента, щебня, песка и добавок в бетоне;

$C_ц$, $C_щ$, $C_п$ и $C_д$ – соответственно рыночная стоимость цемента, щебня, песка и добавок в бетоне.

После таблиц, знаком (*) обозначены характеристики бетона, которые были повышены при испытаниях, с использованием комплексной добавки.

Таблица 4 – Расчет стоимости бетонной смеси для Серии 1 (бетон *В25 (С20/25) W6 F100)

№ п/п	Расход материалов, кг/м ³ бетонной смеси					Стоимость бетонной смеси, бел. руб/м ³
	Цемент ПЦ 500-Д0	Щебень фр. 5-20 мм	Песок	КД	Добавка «Линамикс СП-180»	
1	400	1020	820	3,2 (0,8% от массы цемента)	-	125,26
2				-	7,88 (1,97% от массы цемента)	138,38

**по факту получен бетон В45(С35/45) W20 F300*

Таблица 5 – Расчет стоимости бетонной смеси для Серии 2 (бетон *В30 (С25/30) W8 F500)

№ п/п	Расход материалов, кг/м ³ бетонной смеси					Стоимость бетонной смеси, бел. руб/м ³
	Цемент ПЦ 500-Д0	Щебень, фр. 5-20 мм	Песок	КД	Добавка «SikaViscoCrete 5-600»	
1	445	1035	820	2,225 (0,5% от массы вяжущего)	-	134,03
2				-	6,0 (1,35% от массы вяжущего)	168,35

**по факту получен бетон В45(С35/45) W20 F600*

Таблица 6 – Расчет стоимости бетонной смеси для Серии 3 (бетон *В30 (С25/30) W8 F200 СУБ)

№ п/п	Расход материалов, кг/м ³ бетонной смеси					Стоимость бетонной смеси, бел. руб/м ³
	Цемент ПЦ 500-Д0	Щебень, фр. 5-10 мм	Песок	КД	Добавка «Линамикс ПК»	
1	460	880	950	2,3 (0,5% от массы вяжущего)	-	136,97
2				-	4,6 (1,0% от массы вяжущего)	157,84

**по факту получен бетон В30(С25/30) W8 F400 СУБ*

Таблица 7 – Расчет стоимости бетонной смеси для Серии 4 (бетон *B60 (C50/60) W6 F200 СУБ)

№ п/п	Расход материалов, кг/м ³ бетонной смеси							Стоимость бетонной смеси, бел. руб/м ³
	Цемент ПЦ 500-Д0	РСА М	МКУ-85	Щебень, фр. 5-10 мм	Песок	КД	Добавка «SikaViscoCrete 3190»	
1	485	40	45	880	950	4,56 кг (0,8 % от массы цемент+РСАМ+МКУ-85)	-	267,65
2						-	8,55 кг (1,5 % от массы цемент+РСАМ+МКУ-85)	297,29

**по факту получен бетон B60(C50/60) W6 F300 СУБ*

Таблица 8 – Расчет стоимости бетонной смеси для Серии 5 (бетон *B30 (C25/30) W8 F500)

№ п/п	Расход материалов, кг/м ³ бетонной смеси					Стоимость бетонной смеси, бел. руб/м ³
	Цемент ПЦ 500-Д0	Щебень, фр. 5-20 мм	Песок	КД	Добавка «SikaViscoCrete 5-600»	
1	445	1035	820	3,56 (0,8% от массы вяжущего)	-	136,12
2				-	6,0 (1,35% от массы вяжущего)	168,35

**по факту получен бетон B45(C35/45) W20 F600*

В итоге экономический эффект от применения комплексной добавки в бетонной смеси, выявленный при производственной апробации, без учета стоимости воды, для Серий 1- 5 (\mathcal{E}_{1-5}) составил:

$$\begin{aligned} \mathcal{E}_1 &= 138,38 - 125,26 = 13,12 \text{ бел. руб/м}^3; \\ \mathcal{E}_2 &= 168,35 - 134,03 = 34,32 \text{ бел. руб/м}^3; \\ \mathcal{E}_3 &= 157,84 - 136,97 = 20,88 \text{ бел. руб/м}^3; \\ \mathcal{E}_4 &= 297,29 - 267,65 = 29,64 \text{ бел. руб/м}^3; \\ \mathcal{E}_5 &= 168,35 - 136,12 = 32,23 \text{ бел. руб/м}^3. \end{aligned}$$

Заключение

Таким образом, использование в комплексной добавке малых доз гидротермальных наночастиц SiO_2 и наночастиц МУНТ привело к тому, что произошло повышение физико-механических характеристик бетона за счет направленного действия наночастиц на структуру C-S-H геля при одновременном снижении стоимости каждого 1 м^3 бетонной смеси (до 34 бел. руб). Следует отметить, что экономический эффект наблюдается не только за счет более низкой стоимости комплексной добавки по сравнению с другими, что может быть скорректировано в зависимости от условий и факторов ее производства, а также изменения цен на компоненты, но более существенное влияние оказывает применение более малых доз – в десятки раз меньших по сравнению с исследуемыми диапазонами вводимых добавок в строительные материалы. Даже при изменении цен на другие компоненты бетонной смеси эффект от применения более малых доз сохранится, что особенно будет ощутимо при возведении крупных и высотных объектов. Также повышение класса бетона при применении комплексной добавки позволит использовать его на объектах строительства с более высокими требованиями к параметрам бетона, что даст большой положительный экономический эффект из-за разницы цен.

Список цитированных источников

1. Гуриненко, Н.С. Технология и свойство бетона с полифункциональной добавкой, содержащей ультрадисперсный микрокремнезем: автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.05 / Н.С. Гуриненко; Белорусский национальный технический университет. – Минск, 2020. – 25 с.
2. Рябчиков, П.В. Технология и физико-технические свойства тяжелого бетона, модифицированного углеродными наноматериалами: автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.05 / П.В. Рябчиков; Белорусский национальный технический университет. – Минск, 2017. – 28 с.
3. Марко, О.Ю. Технология термосного бетонирования с применением комплексной химической добавки, содержащей углеродный материал: автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук: 05.23.05 / О.Ю. Марко; Белорусский национальный технический университет. – Минск, 2022. – 26 с.
4. Zhang, P. Fracture properties of steel fiber reinforced high performance concrete containing nano- SiO_2 and fly ash/ P. Zhang, C.H. Liu, Q.F. Li, T.H. Zhang, P. Wang // Current Science. – 2014. – Vol. 106, № 7. – pp. 980–987.
5. Zhang, P. Study on notch sensitivity of fracture properties of concrete containing nano- SiO_2 particles and fly ash/ P. Zhang, Q.Y. Guan, C.H. Liu, Q.F. Li. // Journal of Nanomaterials . – 2014. – pp. 1–7. <https://doi.org/10.1155/2013/381682>
6. Zhang, P. Influence of nano- SiO_2 on properties of fresh and hardened high performance concrete: A state-of-the-art review/ P. Zhang, J. Wan, K. Wang, Q.Li // Construction and Building Materials. – 2017. – Vol. 148, № 1. – pp. 648–658. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.059>
7. Zhang, M. H. Pore structure and chloride permeability of concrete containing nano-particles for pavement /M.-h. Zhang, H. Li // Construction and Building Materials. – 2018.

rials. –2011. –Vol. 25, № 2. – pp. 608–616. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.07.032>

8. Bahadori, H. Reduction of cement consumption by the aid of silica nanoparticles (investigation on concrete properties) / H. Bahadori, P. Hosseini. // *Journal of Civil Engineering and Management*. –2012. –Vol. 18, № 3. – pp. 416–425. DOI: 10.3846/13923730.2012.698912

9. Khaloo, A. Influence of different types of nano-SiO₂ particles on properties of high-performance concrete/ A. Khaloo, M.H. Mobini, P. Hosseini. // *Construction and Building Materials*. –2016. –Vol. 113. – pp. 188-201. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.041>

10. Ji, T. Preliminary study on the water permeability and microstructure of concrete incorporating nano-SiO₂ /T. Ji // *Cement and Concrete Research*. – 2005. – Vol. 35, №10. – pp. 1943–1947. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.07.004>

11. Du, H. Durability performances of concrete with nano-silica / H. Du, S. Du, X. Liu // *Construction and Building Materials* . – 2014. –Vol. 73. – pp. 705–712. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.10.014>

12. Li, G.Y. Mechanical behavior and microstructure of cement composites incorporating surface-treated multi-walled carbon nanotubes/ G. Y.Li, P. M. Wang, X.Zhao// *Carbon*. –2005. –Vol. 43, № 6. – pp. 1239–1245. <https://doi.org/10.1016/j.carbon.2004.12.017>

13. Li, G.Y. Pressure-sensitive and microstructure of carbon nanotube reinforced cement composites/ G. Y.Li, P. M.Wang, X.Zhao // *Cement and Concrete Composites*. – 2007. –Vol. 29, № 5. – pp. 377–382. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.12.011>

14. Makar, J.M. Carbon nanotubes and their application in the construction industry/ J.M. Makar, J.J. Beaudoin// *Proceedings of the 1st International Symposium on Nanotechnology in Construction*, Royal Society of Chemistry. –2003. – pp. 331-341.

15. Makar, J.M. Carbon nanotube/cement composites-early results and potential applications / J.M. Makar, J. C. Margeson, J. Luh // *Proceedings of the 3rd International Conference on Construction Materials, Performance, Innovations and Structural Implications*, Vancouver, B.C., Canada. –2005. – pp. 1-10.

16. Wansom, S., Kidner, N.J., Woo, L.Y., Mason, T.O.: AC-impedance response of multi-walled carbon nanotube/cement composites / S.Wansom, N.J.Kidner, L.Y.Woo, T.O. Mason // *Cement and Concrete Composites*. – 2006. – Vol. 28, № 6. – pp. 509–519. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.01.014>

17. Habermehl - Cwirzen, K. Surface decoration of carbon nanotubes and mechanical properties of cement/carbon nanotube composites/ K. Habermehl - Cwirzen, V. Penttala, A. Cwirzen // *Advances in Cement Research*. –2008. –Vol. 20, № 2. – pp. 65–73. DOI: 10.1680/adcr.2008.20.2.65

18. Shah, S.P. Nanoscale modification of cementitious materials / S. P. Shah, M. S. Konsta-Gdoutos, Z. S. Metaxa, P. Mondal // *Nanotechnology in construction: proceedings of the NICOM3 (3rd international symposium on nanotechnology in construction)*. –2005. – pp. 125–30.

19. Способ модифицирования бетона комплексной добавкой, включающей гидротермальные наночастицы SiO₂ и многослойные углеродные нанотрубки:

патент РФ №2750497, СПК С04В 28/04, С04В 14/06, С04В 24/04, В82У 30/00 / В.В. Потапов, Е.Н. Полонина, С.Н. Леонович, С.А. Жданок. - № 2020138511; заявл. 23.11.2020; дата публикации 28.06.2021г.

20. Жданок, С.А. Модификация цементных бетонов добавками, содержащими наноразмерные материалы / С.А. Жданок, В.В. Потапов, Е.Н. Полонина, С.Н. Леонович // Инженерно-физический журнал. - 2020. - Том 93, №3 (май-июнь). – С. 669-673.

21. Полонина, Е.Н. Механизм повышения прочности цементно-водных образцов, модифицированных наночастицами SiO₂ и МУНТ / Е.Н. Полонина, В.В. Потапов, С.А. Жданок, С.Н. Леонович // Инженерно-физический журнал. - 2021. - Том 94, №1 (январь-февраль). –С. 72-83.

22. Полонина, Е.Н. Технология бетона, модифицированного комплексной добавкой гидротермального нанокремнезема и многослойных углеродных нанотрубок/ Е.Н. Полонина // Вестник БрГТУ. Строительство и архитектура. - 2021. - №2 (125). – С. 27-34.

23. Полонина, Е.Н. Применение метода наноиндентирования для изучения структуры модифицированного цементного камня / Е.Н. Полонина, О. Lahayne, J. Eberhardsteiner, В.В. Потапов, С.А. Жданок, С.Н. Леонович // Инженерно-физический журнал. - 2021. Том 94, №5 – С.1221-1234

24. Жданок, С. А. Синергетическое влияние наночастиц SiO₂ и углеродных нанотрубок на свойства бетона / С. А. Жданок, С. Н. Леонович, Е. Н. Полонина // Докл. Нац. акад. наук Беларуси. – 2022. – Т. 66, № 1. – С. 109–112. <https://doi.org/10.29235/1561-8323-2022-66-1-109-112>

25. Ковшар, С.Н. Оценка седиментационной устойчивости комплексной нанодобавки/ С.Н. Ковшар, Е.Н. Полонина, С.А. Жданок, С.Н. Леонович // Инженерно-физический журнал. - 2022. Том 95, №4 –С. 969-976.

References

1. Gurinenko, N.S. Tekhnologiya i svojstvo betona s polifunkcional'noj dobavkoj, sodержashchej ul'tradispersnyj mikrokremnezem: avtoreferat dissertacii na soiskanie uchennoj stepeni kandidata tekhnicheskikh nauk: 05.23.05 / N.S. Gurinenko; Belorusskij nacional'nyj tekhnicheskij universitet. – Minsk, 2020. – 25 s.

2. Ryabchikov, P.V. Tekhnologiya i fiziko-tekhnicheskie svojstva tyazhelogo betona, modifitsirovannogo uglerodnymi nanomaterialami: avtoreferat dissertacii na soiskanie uchennoj stepeni kandidata tekhnicheskikh nauk: 05.23.05 / P.V. Ryabchikov; Belorusskij nacional'nyj tekhnicheskij universitet. – Minsk, 2017. – 28 s.

3. Marko, O.YU. Tekhnologiya termosnogo betonirovaniya s primeneniem kompleksnoj himicheskoy dobavki, sodержashchej uglerodnyj material: avtoreferat dissertacii na soiskanie uchennoj stepeni kandidata tekhnicheskikh nauk: 05.23.05 / O.YU. Marko; Belorusskij nacional'nyj tekhnicheskij universitet. – Minsk, 2022. – 26 s.

4. Zhang, P. Fracture properties of steel fiber reinforced high performance concrete containing nano-SiO₂ and fly ash/ P. Zhang, C.H. Liu, Q.F. Li, T.H. Zhang, P. Wang //Current Science. –2014. –Vol. 106, № 7. – pp. 980–987.

5. Zhang, P. Study on notch sensitivity of fracture properties of concrete containing nano-SiO₂ particles and fly ash/ P. Zhang, Q.Y. Guan, C.H. Liu, Q.F. Li. // Journal of Nanomaterials . –2014. – pp. 1–7. <https://doi.org/10.1155/2013/381682>

6. Zhang, P. Influence of nano-SiO₂ on properties of fresh and hardened high performance concrete: A state-of-the-art review/ P. Zhang, J. Wan, K. Wang, Q.Li// *Construction and Building Materials*. –2017. –Vol. 148, № 1. – pp. 648–658. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.059>
7. Zhang, M. H. Pore structure and chloride permeability of concrete containing nano-particles for pavement /M.-h. Zhang, H. Li // *Construction and Building Materials*. –2011. –Vol. 25, № 2. – pp. 608–616. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.07.032>
8. Bahadori, H. Reduction of cement consumption by the aid of silica nanoparticles (investigation on concrete properties) / H. Bahadori, P. Hosseini. // *Journal of Civil Engineering and Management*. –2012. –Vol. 18, № 3. – pp. 416–425. DOI: 10.3846/13923730.2012.698912
9. Khaloo, A. Influence of different types of nano-SiO₂ particles on properties of high-performance concrete/ A. Khaloo, M.H. Mobini, P. Hosseini. // *Construction and Building Materials*. –2016. –Vol. 113. – pp. 188-201.<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.041>
10. Ji, T. Preliminary study on the water permeability and microstructure of concrete incorporating nano-SiO₂/T. Ji // *Cement and Concrete Research*. – 2005. – Vol. 35, №10. – pp. 1943–1947. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.07.004>
11. Du, H. Durability performances of concrete with nano-silica / H. Du, S. Du, X. Liu // *Construction and Building Materials* . – 2014. –Vol. 73. – pp. 705–712. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.10.014>
12. Li, G.Y. Mechanical behavior and microstructure of cement composites incorporating surface-treated multi-walled carbon nanotubes/ G. Y.Li, P. M. Wang, X.Zhao// *Carbon*. –2005. –Vol. 43, № 6. – pp. 1239–1245. <https://doi.org/10.1016/j.carbon.2004.12.017>
13. Li, G.Y. Pressure-sensitive and microstructure of carbon nanotube reinforced cement composites/ G. Y.Li, P. M.Wang, X.Zhao // *Cement and Concrete Composites*. – 2007. –Vol. 29, № 5. – pp. 377–382. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.12.011>
14. Makar, J.M. Carbon nanotubes and their application in the construction industry/ J.M. Makar, J.J. Beaudoin// *Proceedings of the 1st International Symposium on Nanotechnology in Construction*, Royal Society of Chemistry. –2003. – pp. 331-341.
15. Makar, J.M. Carbon nanotube/cement composites-early results and potential applications / J.M. Makar, J. C. Margeson, J. Luh // *Proceedings of the 3rd International Conference on Construction Materials, Performance, Innovations and Structural Implications*, Vancouver, B.C., Canada. –2005. – pp. 1-10.
16. Wansom, S., Kidner, N.J., Woo, L.Y., Mason, T.O.: AC-impedance response of multi-walled carbon nanotube/cement composites / S.Wansom, N.J.Kidner, L.Y.Woo, T.O. Mason // *Cement and Concrete Composites*. – 2006. – Vol. 28, № 6. – pp. 509–519. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.01.014>
17. Habermehl - Cwirzen, K. Surface decoration of carbon nanotubes and mechanical properties of cement/carbon nanotube composites/ K. Habermehl - Cwirzen, V. Penttala, A. Cwirzen // *Advances in Cement Research*. –2008. –Vol. 20, № 2. – pp. 65–73. DOI: 10.1680/adcr.2008.20.2.65
18. Shah, S.P. Nanoscale modification of cementitious materials / S. P. Shah, M. S. Konsta-Gdoutos, Z. S. Metaxa, P. Mondal // *Nanotechnology in construction: proceedings of the NICOM3 (3rd international symposium on nanotechnology in construction)*. –2005. – pp. 125–30.

19. Sposob modifitsirovaniya betona kompleksnoj dobavkoj, vklyuchayushchej gidrotermal'nye nanochasticy SiO₂ i mnogoslojnye uglerodnye nanotrubki: patent RF №2750497, СРК S04V 28/04, S04V 14/06, S04V 24/04, B82Y 30/00 / V.V. Potapov, E.N. Polonina, S.N. Leonovich, S.A. ZHdanok. - № 2020138511; zayavl. 23.11.2020; data publikacii 28.06.2021g.

20. ZHdanok, S.A. Modifikaciya cementnyh betonov dobavkami, soderzhashchimi nanorazmernye materialy / S.A. ZHdanok, V.V. Potapov, E.N. Polonina, S.N. Leonovich // Inzhenerno-fizicheskij zhurnal. - 2020. - Tom 93, №3 (maj-iyun'). –С. 669-673.

21. Polonina, E.N. Mekhanizm povysheniya prochnosti cementno-vodnyh obrazcov, modifitsirovannyh nanochasticami SiO₂ i MUNT / E.N. Polonina, V.V. Potapov, S.A. ZHdanok, S.N. Leonovich // Inzhenerno-fizicheskij zhurnal. - 2021. - Tom 94, №1 (yanvar'-fevral'). –С. 72-83.

22. Polonina, E.N. Tekhnologiya betona, modifitsirovannogo kompleksnoj dobavkoj gidrotermal'nogo nanokremnezema i mnogoslojnyh uglerodnyh nanotrubok/ E.N. Polonina // Vestnik BrGTU. Stroitel'stvo i arhitektura. - 2021. - №2 (125). – S. 27-34.

23. Polonina, E.N. Primenenie metoda nanoindentirovaniya dlya izucheniya struktury modifitsirovannogo cementnogo kamnya / E.N. Polonina, O. Lahayne, J. Eberhardsteiner, V.V. Potapov, S.A. ZHdanok, S.N. Leonovich // Inzhenerno-fizicheskij zhurnal. - 2021. Tom 94, №5 – С.1221-1234

24. ZHdanok, S. A. Sinergeticheskoe vliyanie nanochastic SiO₂ i uglerodnyh nanotrubok na svojstva betona / S. A. ZHdanok, S. N. Leonovich, E. N. Polonina // Dokl. Nac. akad. nauk Belarusi. – 2022. – Т. 66, № 1. – S. 109–112. <https://doi.org/10.29235/1561-8323-2022-66-1-109-112>

25. Kovshar, S.N. Ocenka sedimentacionnoj ustojchivosti kompleksnoj nanodobavki/ S.N. Kovshar, E.N. Polonina, S.A. ZHdanok, S.N. Leonovich // Inzhenerno-fizicheskij zhurnal. - 2022. Tom 95, №4 –С. 969-976.

УДК 691: 035.267

ТЕПЛО- И ГИДРОФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТЕПЛОЙ ИЗОЛЯЦИИ НА ОСНОВЕ РАСТИТЕЛЬНЫХ И МИНЕРАЛЬНЫХ ВОЛОКОН

С. А. Романовский¹, А. А. Бакатович²

¹ *Магистр технических наук, ассистент кафедры строительного производства Полоцкого государственного университета имени Евфросинии Полоцкой, Новополоцк, Беларусь, e-mail : s.romanovskiy@psu.by*

² *К. т. н., доцент, доцент кафедры строительного производства Полоцкого государственного университета имени Евфросинии Полоцкой, Новополоцк, Беларусь, e-mail : a.bakatovich@psu.by*

Реферат

Рассмотрены результаты исследований тепло- и гидрофизических характеристик теплоизоляционных плит, полученные на основе структурообразующего сырья растительного происхождения - очесов или волокон льна, а также мине-

раловатных утеплителей, содержащих базальтовые или стеклянные волокна. Определены показатели сорбционной влажности теплоизоляционных материалов при относительной влажности воздуха 40–97%. Установлены коэффициенты паропроницаемости теплоизоляционных плит. Приведены сведения об испытаниях экспериментальных материалов в климатической камере. Полученные экспериментальные данные подтверждают эффективность использования растительных волокон в качестве структурообразующего материала для тепловой изоляции зданий.

Ключевые слова: теплоизоляционный материал, очесы льна, сорбционная влажность, паропроницаемость, термическое сопротивление теплопередаче.

COMPARISON OF THERMAL AND HYDROPHYSICAL PARAMETERS OF PLANT AND MINERAL FIBER INSULATION MATERIALS

A. A. Bakatovich, S. A. Romanovskiy

Abstract

The results of studies of thermal and hydrophysical characteristics of thermal insulation boards obtained on the basis of structure-forming raw materials of plant origin - noils or flax fibers, as well as mineral wool insulation containing basalt or glass fibers are considered. The indicators of sorption humidity of thermal insulation materials at a relative humidity of 40-97% were determined. The coefficients of vapor permeability of thermal insulation boards have been established. The information about the tests of experimental materials in the climate chamber is given. The experimental data obtained confirm the effectiveness of using plant fibers as a structure-forming material for thermal insulation of buildings.

Keywords: thermal insulation material, flax noils, sorption humidity, vapor permeability, thermal resistance to heat transfer.

Введение

Растительные отходы представляют собой постоянно возобновляемые многотоннажные продукты, получаемые во всем мире. Технологии по использованию растительного сырья реализуются во многих странах для производства волокнистых теплоизоляционных материалов благодаря высоким физико-механическим показателям и экологической чистоте получаемых утеплителей. Результаты исследований, а также характеристики производимых теплоизоляционных материалов подтверждают, что композиции на растительной основе составляют конкуренцию традиционным минераловатным утеплителям.

Основным сырьем, применяемым для производства данных утеплителей, являются волокна древесины. Выпуск теплоизоляционных материалов из древесных волокон с использованием различных технологий и разнообразных связующих относится к наиболее развитым производствам.

В научной работе Л.В. Журавлевой и А.Н. Девятловской приводятся данные по исследованию мягких древесно-волокнистых плит марки М-2 [1]. При плотно-

сти 150–250 кг/м³ материал обладает теплопроводностью 0,06 Вт/(м·°С), пределом прочности при изгибе 0,5– 1,2 МПа, влажностью 12% и водопоглощением 30%.

Получению теплоизоляционных плит малой плотности из древесного волокна на основе связующего природного происхождения посвящены исследования ученых Сибирского государственного аэрокосмического университета. В виде заполнителя применяется древесное волокно, в качестве связующего используется биоклей. Результаты исследований указывают на возможность получения утеплителя средней плотностью 50 до 100 кг/м³ из древесных волокон сухим способом [2].

Древесноволокнистые плиты в Республике Беларусь производят под торговой маркой «BELTHERMO» [3]. Теплоизоляционный материал включает следующие компоненты: древесное волокно из лесоматериалов хвойных пород – 94%, смола на пенополиуретановой основе быстрого отверждения без формальдегида – 5% и парафин – 1%. При плотности 110–200 кг/м³ утеплитель обеспечивает коэффициент теплопроводности 0,038–0,042 Вт/(м·°С) и прочность на сжатие при 10% деформации 60–150 кПа.

Состав теплоизоляционного материала на основе вторичной волокнистой массы разработан А.В. Ермолиной и П.В. Мироновым. В качестве основы для плит использовалась волокнистая масса, полученная из тарного картона путем механического размола, а поливинилацетатный клей (ПВА) применяли в виде связующего [4]. Теплопроводность утеплителя при 5%-ой влажности равна 0,049–0,051 Вт/(м·°С), прочность на сжатие при 10%-ой линейной деформации 0,03 МПа, предел прочности при статическом изгибе 0,13 МПа, предел гигроскопичности 26,9% при плотности 69,2 кг/м³.

Следует отметить, что кроме волокон древесного происхождения в строительной индустрии предлагается использовать различные растительные волокна.

Инновационной разработкой являются теплоизоляционные плиты из мха-сфагнома и жидкого стекла [5]. При плотности 155–170 кг/м³ коэффициент теплопроводности составляет 0,034–0,04 Вт/(м·°С). Однако, утеплителю на основе мха присущ недостаток – значительные усадочные деформации материала в процессе сушки. Для устранения данной проблемы предложено вводить дроблёную солому в количестве 20–30% от массы мха [6]. Новый теплоизоляционный материал обладает теплопроводностью 0,044–0,046 Вт/(м·°С), обеспечивает прочность на сжатие 0,2–0,21 МПа при средней плотности 156–190 кг/м³.

Возможность применения волокон эвкалипта в виде заполнителя для утеплителя исследовали в Чили [7]. Связующим являлась фенольная смола. При плотности от 80 кг/м³ до 250 кг/м³ теплопроводность плит равна 0,05–0,07 Вт/(м·°С).

В Туркменистане и других странах центральной Азии значительный интерес вызывает использование отходов хлопкового производства и натриевого жидкого стекла для получения теплоизоляционного материала. При варьировании плотности от 40 кг/м³ до 100 кг/м³ теплопроводность изменяется в пределах 0,037–0,041 Вт/(м·°С) [8].

Немецкая фирма Hock GmbH & Co. KG выпускает теплоизоляционные плиты «Thermo-Hanf» на основе волокон конопли [9, 10]. Утеплитель включает следующие компоненты: 83–87% волокнистый заполнитель, 10–12% полиэстер,

3–5% сода, применяемая в качестве антипирена. Теплоизоляционный материал обладает коэффициентом теплопроводности 0,038–0,04 Вт/(м·°С) при плотности 35–40 кг/м³.

Наиболее известным производимым утеплителем из кокосовых волокон являются плиты торговой марки «Вауплит Cocos», на 85% состоящие из кокосового волокна и 15% из полиэфирных волокон. При средней плотности материала 30 кг/м³ коэффициент теплопроводности достигает 0,038–0,042 Вт/(м·°С) [11].

Состав утеплителя на основе банановых волокон разработан в Вест-Индском университете. Коэффициент теплопроводности плит при плотности 71 кг/м³ составляет 0,041 Вт/(м·°С) [12].

На кафедре машиностроения Технологического университета PETRONAS проводились исследования по изучению возможности применения волокон коры масличной пальмы в качестве теплоизоляционного материала [13]. По результатам испытаний установлено, что при варьировании средней плотности от 66 кг/м³ до 110 кг/м³ теплопроводность утеплителя изменяется в пределах 0,03–0,09 Вт/(м·°С).

Также выполнялись исследования по получению теплоизоляционных плит из волокон коры масличной пальмы длиной до 4 см и натриевого жидкого стекла в Полоцком университете [14]. Для повышения водостойкости связующего применялись добавки из извести и гипса. Теплоизоляционный материал имеет плотность 135–168 кг/м³, обладая коэффициентом теплопроводности 0,046–0,047 Вт/(м·°С) и обеспечивает прочность на сжатие при 10% линейной деформации 0,2–0,24 МПа.

В Беларуси выпускают теплоизоляционные плиты торговой марки «Акотерм флак» [15]. Утеплитель содержит 85% льняных волокон и 15% полиэфирных волокон. Теплопроводность материала характеризуется показателем 0,038–0,04 Вт/(м·°С), коэффициент паропроницаемости равен 0,4 мг/м·ч·Па, звукопоглощение составляет 0,98 при плотности 30 кг/м³.

Утеплитель из льняных волокон «Экотеплин» производят в России. Заполнителем в плитах являются льняные волокна. В качестве связующего используется крахмал. Для повышения огнезащиты и предотвращения возникновения плесени и грибков добавляются соли бора [16]. Теплоизоляционный материал имеет следующие показатели: средняя плотность 32–34 кг/м³, коэффициент теплопроводности 0,038–0,04 Вт/(м·°С), коэффициент звукопоглощения 0,74–0,98, коэффициент паропроницаемости 0,403 мг/м·ч·Па, группа горючести Г1.

В настоящее время в лабораториях кафедры строительного производства Полоцкого государственного университета имени Евфросинии Полоцкой проводятся комплексные исследования по разработке теплоизоляционных плит со структурообразующим материалом из очесов льна и модифицированного жидкого стекла [17, 18]. Полученные утеплители при плотности 60–100 кг/м³ обеспечивают теплопроводность в пределах 0,035–0,04 Вт/(м·°С). Для сравнения исследуются физические характеристики плит на основе льняных, базальтовых и стеклянных волокон. Применение льняных очесов для изготовления утеплителей решает проблему утилизации растительных отходов льнопереработки и расширяет номенклатуру эффективных теплоизоляционных материалов безопасных для окружающей среды и здоровья человека.

Целью проведенных комплексных исследований является определение тепло- и гидрофизических показателей утеплителей из очесов или волокон льна, а также материалов на основе минеральных волокон и проверка эффективной работы исследуемых материалов в качестве тепловой изоляции при температурно-влажностных режимах, максимально соответствующих условиям эксплуатации.

Материалы и методика испытаний.

Для изготовления теплоизоляционных плит в качестве структурообразующего материала использовали льняные очесы длиной от 5 до 10 см и волокна льна длиной до 25 см, полученные на льнозаводах Витебской, Могилевской и Гродненской областей Республики Беларусь. Очесы льна, применяемые в испытаниях, представляют собой льняные волокна, непригодные для производства текстиля и перешедшие после первичной обработки льняной тресты в отходы трепания.

В экспериментальных составах теплоизоляционных материалов связующим компонентом являлось жидкое натриевое стекло, производимое на ОАО «Домановский производственно-торговый комбинат», соответствующее требованиям ГОСТ 13078 [19].

Для обеспечения нерастворимости жидкого стекла после затвердевания в качестве модифицирующих добавок использовали строительную гидратную известь без добавок II сорта производства ОАО «Забудова» по СТБ EN 459-1 [20] и строительный гипс, изготовленный на ПТ ООО «Тайфун», соответствующий требованиям ГОСТ 125–2018 [21].

Образцы утеплителей на основе очесов льна или льняных волокон для исследований изготавливали, соблюдая определенную последовательность выполнения технологических операций. Предварительно производили дозировку компонентов. Для получения модифицированного вяжущего в жидкое стекло вводили сначала известь и перемешивали до однородной консистенции, а затем добавляли гипс. После распределения вяжущего по поверхности волокон структурообразующего материала и формовки образцы утеплителей выдерживали в форме 6 часов при температуре 20 ± 2 °С, а затем высушивали в течение 4 часов в сушильном шкафу при температуре 45–55 °С.

Образцы на основе базальтовых волокон вырезали из теплоизоляционных плит «Белтеп», для получения материала, содержащего стеклянные волокна, использовали утеплитель «Isover».

Значения сорбционной влажности теплоизоляционных материалов определяли согласно СТБ EN 12088 «Изделия строительные теплоизоляционные. Метод определения сорбционного увлажнения» [22].

Паропроницаемость образцов утеплителей определяли в соответствии с СТБ EN 12086 «Изделия строительные теплоизоляционные. Метод определения паропроницаемости» [23].

Теплофизические свойства теплоизоляционных плит в климатической камере исследовали, применяя информационно-измерительный комплекс «РТП-1-32Т». Температура окружающего воздуха на поверхности и внутри исследуемых материалов фиксировали при помощи термопар, а значения теплового потока измеряли, используя преобразователи теплового потока. Схема расположения датчиков и методика проведения исследований приведены в основной части данной статьи.

Для изучения распределения влажности в экспериментальных плитах предварительно по толщине утеплителей вырезали образцы-призмы размером в поперечном сечении 50×50 мм. Призму по поперечному сечению разрезали на образцы (слои) толщиной по 25мм. Далее каждый образец взвешивали и помещали в сушильный шкаф. По достижении постоянной массы фрагменты снова взвешивали. Влажность определяли по величине изменения массы образцов до и после высушивания по ГОСТ 17177 [24].

Основная часть. Сорбционная влажность

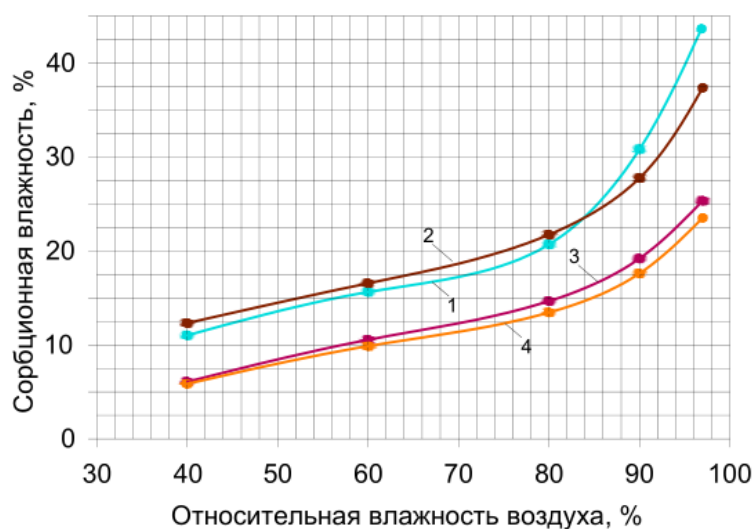
Исследование сорбционной влажности утеплителей на основе очесов (состав 1) или волокон (состав 2) льна проводили на образцах, отобранных из материалов со средней плотностью 100 кг/м³. Количественный состав и средняя плотность теплоизоляционных плит в сухом состоянии представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Количественный состав и плотность теплоизоляционных материалов

№ состава	Расход компонентов на 1 м ³ , кг					Средняя плотность, кг/м ³
	очесы льна	волокно льна	жидкое стекло	известь	гипс	
1	90	-	9	0,5	0,5	100
2	-	90	9	0,5	0,5	100

Также в испытаниях использовали образцы утеплителей на основе базальтовых волокон (состав 3) плотностью 110 кг/м³ и стеклянных волокон (состав 4) плотностью 100 кг/м³.

Построенные зависимости сорбционной влажности экспериментальных материалов от относительной влажности воздуха по результатам исследований в виде изотерм сорбции представлены на рисунке 1.



Составы материалов на основе: 1 – льняных очесов; 2 – льняных волокон; 3 – базальтовых волокон; 4 – стеклянных волокон

Рисунок 1. – Изотермы сорбции водяного пара

Из приведенных данных (рис. 1) установлено, что сорбционная влажность образцов на основе очесов льна (состав 1) при влажности воздуха 40% состав-

ляет 11,2%, что в 1,8–1,9 раза превышает значение материалов из базальтовых (состав 3) и стеклянных (состав 4) волокон и ниже показателя образцов на основе волокон льна (состав 2) на 9%.

При влажности воздуха 60% величина сорбционной влажности утеплителей из льняных очесов (состав 1) выше значений плит «Белтеп» (состав 3) и «Isover» (состав 4) в 1,6 и 1,7 раза соответственно.

Поглощение водяных паров утеплителями из базальтовых (состав 3) и стеклянных (состав 4) волокон при относительной влажности воздуха 80% составляет 14,4% и 13,3% соответственно. Сорбционная влажность материалов на основе очесов (состав 1) выше показателей образцов (составы 3 и 4) в 1,4 и 1,5 раза соответственно и практически совпадает со значением утеплителей из волокон льна (состав 2).

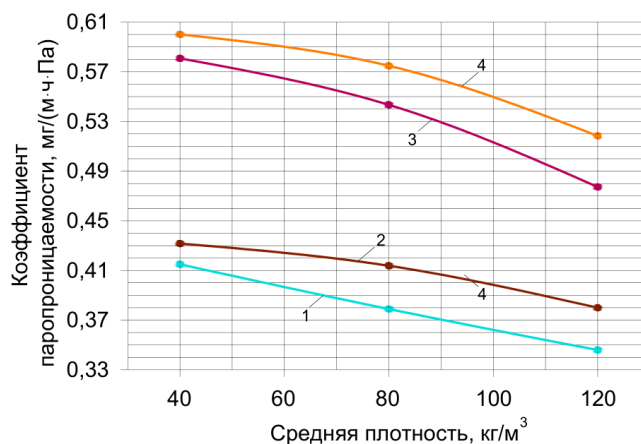
Показатели сорбционной влажности образцов (составы 2–4) меньше в 1,1–1,7 раза в сравнении со значениями материалов на основе очесов льна (состав 1), равным 30,6% при относительной влажности воздуха 90%.

Сорбционная влажность утеплителей (состав 1) при относительной влажности воздуха 97% превышает показатели теплоизоляционных материалов из волокон льна (состав 2) на 16%, образцов «Белтеп» (состав 3) в 1,7 и материалов «Isover» (состав 4) в 1,8 раза.

Существенное отличие значений сорбционной влажности утеплителей из очесов льна (состав 1) относительно показателей теплоизоляционных материалов (составы 3, 4) при относительной влажности воздуха от 90 до 97% обусловлено значительной величиной сорбционной влажности самих льняных очесов. Как показали исследования оптической микроскопии очесы льна представляют собой элементарные волокна, имеющие форму полый трубки диаметром 8–12 мкм [25]. Таким образом, льняные очесы имеют большую геометрическую площадь контакта поверхности с внешней средой, что и обуславливает повышенную сорбцию влаги из окружающей среды.

Паропроницаемость

Паропроницаемость исследуемых утеплителей определяли на образцах размером 110×110×50 мм и средней плотностью от 40 до 120 кг/м³. На рисунке 2 приведены зависимости коэффициента паропроницаемости от плотности теплоизоляционных плит.



Составы утеплителей на основе: 1 – льняных очесов; 2 – льняных волокон;
3 – базальтовых волокон; 4 – стеклянных волокон

Рисунок 2. – Зависимость коэффициента паропроницаемости теплоизоляционных материалов от средней плотности

По результатам исследований (рис. 2) установлено, что материалы из очеса льна (состав 1) обеспечивают более низкий коэффициент паропроницаемости, чем теплоизоляционные плиты на основе льняных, базальтовых и стекловолокон (составы 2–4).

При минимальном значении средней плотности 40 кг/м^3 показатели паропроницаемости образцов из очесов льна (состав 1) и материалов на основе льняных волокон (состав 2) составляет $0,41$ и $0,43 \text{ мг/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{Па)}$ соответственно, что в $1,4$ и $1,5$ раза ниже значений утеплителей «Белтеп» и «Isover» (составы 3 и 4).

Прирост средней плотности до 80 кг/м^3 приводит к снижению паропроницаемости теплоизоляционных материалов для всех образцов. Так, для плит из льняных очесов (состав 1) коэффициент паропроницаемости снижается до $0,37 \text{ мг/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{Па)}$, что в $1,4$ и $1,5$ раза ниже показателей утеплителей (состав 3 и 4) и на 10% меньше значения образцов на основе льняных волокон (состав 2).

Коэффициент паропроницаемости теплоизоляционных плит из очесов льна (состав 1) равен $0,34 \text{ мг/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{Па)}$ при средней плотности 120 кг/м^3 . Паропроницаемость утеплителей на основе очесов (состав 1) при данной плотности на 11% меньше показателя материалов из льняных волокон (состав 2) и в $1,3$ и $1,5$ раза ниже показателей плит на основе базальтовых и стеклянных волокон (составы 3 и 4).

Анализ экспериментальных данных позволил выявить зависимость влияния плотности исследуемых волокнистых утеплителей на коэффициент паропроницаемости. Определено, что с повышением средней плотности теплоизоляционных материалов происходит постепенное уменьшение значения паропроницаемости. Установлено, что исследуемый параметр утеплителей (составы 1–4) при плотности 40 кг/м^3 уменьшается в $1,1$ – $1,2$ раза при возрастании плотности до 120 кг/м^3 .

Испытания в климатической камере

Образцы теплоизоляционных плит размером $300 \times 200 \times 100$ мм помещали между теплым и холодным отделением климатической камеры. Количественный состав и плотность образцов соответствовала материалам испытаний по определению сорбционной влажности. Коэффициент теплопроводности плит в сухом состоянии составлял: образец 1 на основе льняных очесов – $0,038 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$, образец 2 из волокон льна – $0,045 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$, образец 3, содержащий базальтовые волокна, – $0,042 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$, образец 4 из стеклянных волокон – $0,04 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$. Предварительно образцы выдерживали в климатической камере на протяжении трёх недель при температуре воздуха 18 °C и относительной влажности воздуха 50 – 60% .

Во время проведения испытаний в холодном отделении климатической камеры температуру (t_n) варьировали от 0 °C до -25 °C с шагом 5 °C . Образцы выдерживали при каждом значении температуры в течении 120 часов. В теплом отделении камеры температура воздуха поддерживалась на постоянном уровне 18 °C и относительной влажности воздуха в пределах 50 – 60% . Изменение температур в утеплителях начинали фиксировать при 0 °C в холодном отделении камеры. Для определения температур в толще материала (рис. 3) каждый образец условно разделяли на 4 участка толщиной по 25 мм и на границах данных участков устанавливали датчики термопар.

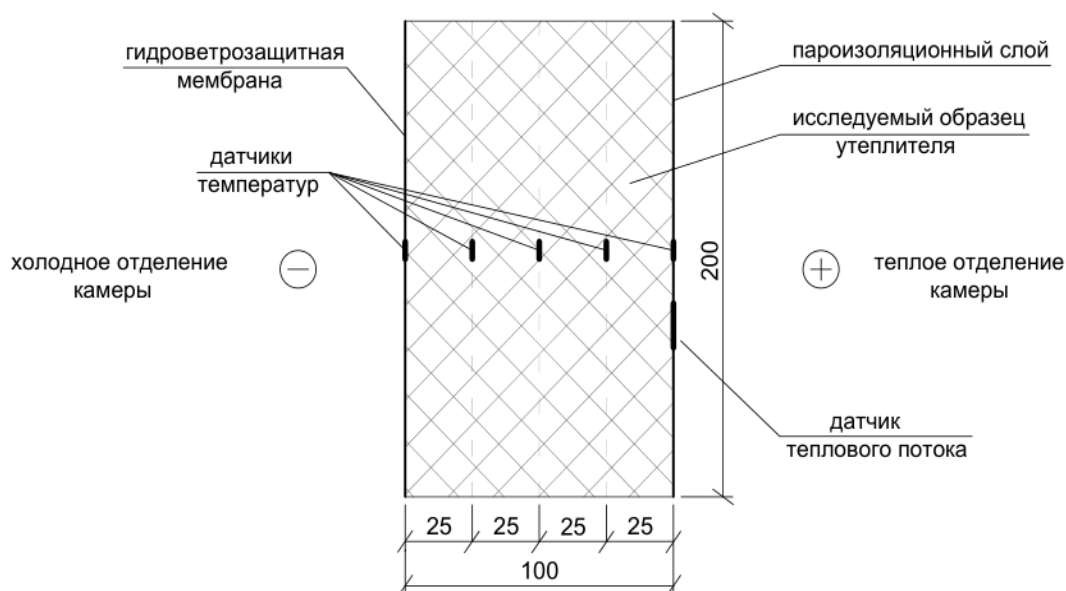


Рисунок 3. – Схема расположения датчиков на поверхности и внутри теплоизоляционных материалов

Первоначально ставилась задача исследовать работу и состояние образцов без установки защитных мембран. После проведения полного цикла испытаний в структуре образцов выявили образование льда. Толщина слоя льда в структуре экспериментальных утеплителей со стороны холодного отделения климатической камеры составила от 12 до 16 мм. Присутствие льда в теплоизоляционных плитах недопустимо, так как снижает теплофизические свойства и отрицательно влияет на долговечность утеплителей, что может привести к разрушению материала. На следующем этапе испытания, с целью устранения данной проблемы, для защиты материалов от внешней влаги и потоков холодного воздуха со стороны холодного отделения камеры устанавливалась гидроветрозащитная мембрана. А со стороны теплого отделения фиксировали пароизоляционный слой для предотвращения прохождения насыщенных воздушных паров из помещения.

В процессе исследований значения температур фиксировали круглосуточно. Проведенные исследования позволили получить данные о распределении температур на поверхности и по толщине образцов теплоизоляционных плит. На основании полученных данных определены коэффициенты теплопроводности и термические сопротивления теплопередач образцов при заданных значениях температур наружного воздуха. Результаты экспериментальных и расчетных данных представлены в таблице 2.

На основании полученных данных (табл. 2) установлено, что при температуре 0°C в холодном отделении климатической камеры плотность теплового потока через плиту из очесов льна (образец 1) составляет $10,34 \text{ Вт/м}^2$, что незначительно меньше, чем у образцов 3 и 4 на основе базальтовых и стеклянных волокон и на 10% ниже значения утеплителя (образце 2) из волокон льна. Постепенное снижение температуры до -25°C приводит к повышению плотности теплового потока экспериментальных материалов (образцы 1–4) в 1,7–1,8 раза. Исследуемый показатель при температуре -25°C для утеплителя на основе льняных очесов (образец 1) равен 18 Вт/м^2 , что на 10–17% ниже значений образцов 2–4.

Таблица 2 – Теплотехнические характеристики теплоизоляционных плит по результатам эксперимента и расчетным данным

Температура наружного воздуха, °С	Плотность теплового потока, Вт/м ²				Термическое сопротивление теплопередаче, (м ² ·°С)/Вт				Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°С)			
	образец 1	образец 2	образец 3	образец 4	образец 1	образец 2	образец 3	образец 4	образец 1	образец 2	образец 3	образец 4
0	10,34	11,43	11,04	10,96	1,52	1,28	1,33	1,35	0,066	0,078	0,075	0,074
-5	12,54	13,82	13,38	13,18	1,61	1,37	1,43	1,47	0,062	0,073	0,07	0,068
-10	14,15	15,78	15,44	15,1	1,75	1,49	1,52	1,59	0,057	0,067	0,066	0,063
-15	15,56	17,98	17,26	16,91	1,89	1,56	1,61	1,69	0,053	0,064	0,062	0,059
-20	16,53	19,59	18,51	18,17	2,04	1,67	1,72	1,79	0,049	0,06	0,058	0,056
-25	18,00	20,99	20,39	20,02	2,13	1,75	1,81	1,89	0,047	0,057	0,055	0,053

Термическое сопротивление теплопередаче образца 1 при температуре воздуха -25°C в холодном отделении камеры равно $2,13 \text{ (м}^2\cdot^{\circ}\text{C)/Вт}$ и превышает величину экспериментальных плит (образцы 2–4) на 13–22%. Относительно показателей при температуре 0°C в холодном отделении климатической камеры прирост термического сопротивления всех утеплителей (образцы 1–4) при достижении максимальной отрицательной температуры составляет 36–40%.

Коэффициент теплопроводности материала из очесов льна (образец 1) при температуре воздуха 0°C в холодном отделении климатической камеры ниже показателей утеплителей (образцы 2–4) на 11–18%. Значения теплопроводности образцов при температуре воздуха -25°C понизились на 27–29% по сравнению с показателями при температуре 0°C в холодном отделении камеры. При температуре -25°C коэффициент теплопроводности образца 1 составляет $0,047 \text{ Вт/(м}\cdot^{\circ}\text{C)}$, что на 11–18% превышает значения плит (образцы 2–4), равные $0,053\text{--}0,057 \text{ Вт/(м}\cdot^{\circ}\text{C)}$.

Таким образом, повышение плотности теплового потока, термического сопротивления и снижения коэффициента теплопроводности при понижении температуры воздуха подтверждают эффективную работу исследуемых теплоизоляционных плит, включая тепловую изоляцию из очесов льна.

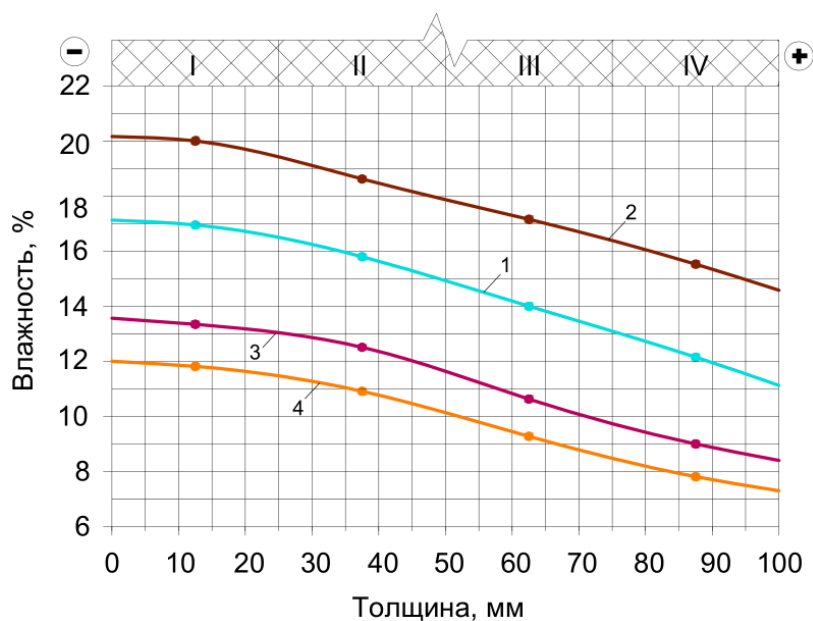
По окончании проведения испытаний по определению теплофизических показателей утеплителей на основе волокон растительного происхождения, а также минераловатных плит, определены значения влажности указанных теплоизоляционных материалов. Изменение влажности по толщине исследуемых образцов представлено на рисунке 4.

Из полученных зависимостей (рис. 4) следует, что среднее значение влажности утеплителей из очесов льна по толщине материала (образец 1) составляет 14,6%, что на 18% ниже величины теплоизоляционного материала на основе волокон льна (образец 2). Прирост среднего значения влажности образца 1 относительно показателей влажности плит «Белтеп» (образец 3) и «Isover» (образец 4) составляет 29% и 47%.

Влажность утеплителя из льняных очесов (образец 1) в слое IV достигает 12,2%, что меньше значения плит на основе волокон льна (образец 2) на 21%

и превышает показатели теплоизоляционных материалов из базальтовых (образец 3) и стеклянных волокон (образец 4) в 1,35–1,5 раза.

В слое I влажность всех образцов повышается в 1,3–1,5 раза и достигает максимальных значений. При этом, влажность утеплителей, содержащих очесы льна (образец 1), на 15% ниже показателей образца 2, равного 20% и превышает влажность плит «Белтеп» (образец 3) и «Isover» (образец 4) на 28% и 44% соответственно.



I-IV – слои в образце материала
 Образцы из: 1 – очесов; 2 – волокон льна; 3 – смеси льняных и полиэфирных волокон;
 4 – базальтовых волокон; 5 – стекловолокон

Рисунок 4 – Распределение влажности по толщине теплоизоляционных плит

Заключение

По итогам испытаний сорбционной влажности эксикаторным методом установлено, что при относительной влажности воздуха 60% сорбционная влажность утеплителя из льняных очесов равна 15,6%, что практически совпадает со значением образцов на основе волокон льна и превышает в 1,6–1,7 раза показатели материалов, содержащих базальтовые и стеклянные волокна. Дальнейшее увеличение влажности воздуха до 97% вызывает прирост сорбционной влажности образцов из очесов в 2,8 раза до 43,5%, что выше значения утеплителей на основе льняных волокон на 16%, образцов «Белтеп» в 1,7 раза и материалов «Isover» в 1,8 раза.

Полученные данные по кинетике сорбции водяных паров теплоизоляционными плитами позволяют рассчитывать влажностный режим ограждающих конструкций. Также, для выполнения расчетов влажностного режима ограждающих конструкций определена паропроницаемость теплоизоляционных экспериментальных материалов. При средней плотности 40–120 кг/м³ паропроницаемость утеплителей на основе очесов находится в пределах от 0,34 до 0,41 мг/(м·ч·Па), что незначительно меньше показателей плит из волокон льна и ниже значений материалов, содержащих минеральные волокна, в 1,3–1,5 раза.

В результате проведенных исследований установлено, что теплоизоляционные плиты «Белтеп» и «Isover» имеют близкие значения влажности. Более низкая влажность изоляции в указанных материалах относительно значений плит на основе очесов льна обусловлена присутствием в утеплителях минеральных волокон, обладающих низкой сорбцией водяных паров из воздуха по сравнению с очесами льна. Однако, не смотря на более высокую влажность, при температуре воздуха $-25\text{ }^{\circ}\text{C}$ термическое сопротивление утеплителя на основе льняных очесов во влажном состоянии составляет $2,13\text{ (м}^2\cdot^{\circ}\text{C)/Вт}$, что превышает показатели материалов из льняных и минеральных волокон на 13–22%. В итоге, при температурно-влажностном режиме, максимально близким к условиям эксплуатации, коэффициент теплопроводности образцов на основе очесов льна равен $0,047\text{ Вт/(м}\cdot^{\circ}\text{C)}$, что ниже значений плит, содержащих льняные, базальтовые или стеклянные волокна на 11–18%.

Список цитированных источников

1. Журавлева, Л.Н. Мягкие древесноволокнистые плиты – теплоизоляционный материал / Л.Н. Журавлева, А.Н. Девятловская // Вестник КрасГАУ. – 2010. – № 11. – С. 181–184.
2. Стрикун, В.В. Получение теплоизоляционного материала из древесного волокна на основе биоклея / В.В. Стрикун, М.А. Баяндин, А.В. Намятов, В.Н. Ермолин // Актуальные проблемы лесного хозяйства. – 2017. – № 48. – С. 86–87.
3. Толстик, Ю.В. Теплоизоляционные древесноволокнистые плиты: сравнительный анализ основных свойств и перспективы развития / Ю.В. Толстик, И.К. Божелко, А.А. Титунин // Материалы IV Международной научно-практической конференции «Актуальные проблемы и перспективы развития лесопромышленного комплекса». Кострома, 8-11 сентября 2021 г. / «Костромской государственной университет», 2021. – С. 95–97.
4. Ермолина, А.В. Получение и свойства теплоизоляционного материала на основе вторичной волокнистой массы / А.В. Ермолина, П.В. Миронов // ИВУЗ. Лесной журнал. – 2011. – № 4. – С. 109–114.
5. Bialosau, A. Materiais compostos para isolamento termico de materias-primas naturais e aglutinantes minerais / A. Bakatovich, F. Gaspar // Livro de Resumos 3^o Congresso Luso – Brasileiro de Materiais de construcao sustentaveis. Coimbra, Portugal. – 2018. PP. 16 – 27.
6. Бакатович, А.А. Микроструктура как основной критерий, определяющий использование мха сфагнума в качестве заполнителя для эффективного плитного теплоизоляционного материала / А.А. Бакатович // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2017. – № 8. – С. 42–46.
7. Vecerra, C. A new biobased composite material using bark fibres eucalyptus / C. Vecerra, J. Montory // The 13th pacific rim bio-based composites symposium «Bio-based composites for a sustainable future, Chile. – 2016. PP. 46–50.
8. Rozyev, M. Thermal insulation material, using waste cotton production as a placeholder / M. Rozyev, A. Bakatovich // XI Junior Researchers' Conference. European & national dimension in research. Architecture and civil engineering. Polotsk state University. Novopolotsk, PSU, 2019. – № 11. – P. 64–66.

9. Богатова, Т.В. Преимущества и особенности безопасных природных утеплителей / Т.В. Богатова, А.И. Двойцына // Инженерные сети и сооружения. ISSN 2074-188X. – 2016. – № 3–4 (24–25). – С. 14–19.
10. Якунина, Е.А. Современные теплоизоляционные материалы, как одна из тенденций экологического строительства / Е.А. Якунина // Синергия наук. – 2018. – № 24. – С. 625–634.
11. Крыласова, Е.А. «Зеленые технологии» в архитектуре / Е.А. Крыласова, Е.В. Смирнова // Международный студенческий научный вестник. – 2017. – № 4-6. – С. 793–796.
12. Manohar K. A Comparison of Banana Fiber Thermal Insulation with Conventional Building Thermal Insulation / K. Manohar, A. Adeyanju // British Journal of Applied Science & Technology. – 2016. – № 17 (3). – Pp. 1–9.
13. Hassan, S. Comparison study of thermal insulation characteristics from oil palm fibre / S. Hassan, A. Tesfamichael, M. Mohd Nor // MATEC Web of Conferences. ICPEER 2014 - 4th International Conference on Production, Energy and Reliability. – 2014. – Volume 13. – P. 5.
14. Romanovskiy, S., Insulating material on the basis of bark fibre of the olive palm tree / S. Romanovskiy, A. Bakatovich // European and National Dimension in Research: IX Junior Researchers' Conference, Novopolotsk, April 26–27, 2017: in 3 p. // Polotsk State University. – Novopolotsk, PSU, 2017. – P. 3. – P. 104–107.
15. ТУ ВУ 391129716.001-2015. Плиты теплоизоляционные звукопоглощающие. Технические условия – Введ. 27.07.2015. Ореховск. 2015. 10 с.
16. Советников Д.О., Семашкина Д.О., Баранова Д.В. Оптимальная толщина утеплителя наружной стены для создания энергоэффективного и экологичного здания в условиях Санкт-Петербурга // Строительство уникальных зданий и сооружений. ISSN 2304-6295. – 2016. – № 12 (51). – С. 7–19.
17. Романовский, С.А. Степень влияния факторов на основные физико-механические показатели теплоизоляционных плит из очёсов льна / С.А. Романовский, А.А. Бакатович // Вест. Полоцкого гос. ун-та. Серия F, Прикладные науки. Строительство. – 2018. – № 16. – С. 56-61.
18. Romanovskiy, S. Bakatovich, A. Physical parameters of insulation with a structure-forming material from flax noils // E3S Web of Conferences 212, 02014 (2020), 2020 International Conference on Building Energy Conservation, Thermal Safety and Environmental Pollution Control (ICBTE 2020) : doi.org/10.1051/e3sconf/202021202014.
19. Стекло натриево-жидкое. Технические условия: ГОСТ 13078-81. – Введ. 01.01.1982. – М. :Стандартинформ. – 2005. – 14 с.
20. Известь строительная. Часть 1. Определения, требования и критерии соответствия : СТБ EN 459-1-2007. – Введ. 30.01.2007. – Минск. : Минстройархитектуры Республики Беларусь. – 2007. – 26 с.
21. Вяжущие гипсовые. Технические условия : ГОСТ 125–2018. – Взамен ГОСТ 125–79 ; Введ. 01.05.2019. – Москва. : Стандартинформ. – 2018. – 10 С.
22. Изделия строительные теплоизоляционные. Метод определения сорбционного увлажнения : СТБ EN 12088–2018. – Взамен СТБ EN 12088-2008 ; Введ. 01.07.2017. – Минск. : Минстройархитектуры Республики Беларусь. – 2016. – 12 с.
23. Изделия строительные теплоизоляционные. Метод определения паропроницаемости : СТБ EN 12086–2016. – Взамен СТБ EN 12086-2007 ; Введ. 01.07.2017. – РУП. Стройтехнорм. – 2016. – 20 с.

24. Материалы и изделия строительные теплоизоляционные. Методы испытаний : ГОСТ 17177-94. – Введ. 22.08.1995. – Минск : Минстройархитектур. – 1996. – 56 с.

25. Романовский, С.А. Применение микроскопического анализа для оценки перспективы использования очесов волокна льна в производстве теплоизоляционного материала / С.А. Романовский, А.А. Бакатович // Вест. Полоцкого гос. ун-та. Серия F, Прикладные науки. Строительство. 2017. № 8. С. 14–18

References

1. ZHuravleva, L.N. Myagkie drevesnovoloknistye plity – teploizolyacionnyj material / L.N. ZHuravleva, A.N. Devyatlovskaya // Vestnik KrasGAU. – 2010. – № 11. – S. 181–184.

2. Strikun, V.V. Poluchenie teploizolyacionnogo materiala iz drevesnogo volokna na osnove biokleya / V.V. Strikun, M.A. Bayandin, A.V. Namyatov, V.N. Ermolin // Aktual'nye problemy lesnogo hozyajstva. – 2017. – № 48. – S. 86–87.

3. Tolstik, YU.V. Teploizolyacionnye drevesnovoloknistye plity: sravnitel'nyj analiza osnovnyh svojstv i perspektivy razvitiya / YU.V. Tolstik, I.K. Bozhelko, A.A. Titunin // Materialy IV Mezhdunarodnoj nauchno-prakticheskoy konferencii «Aktual'nye problemy i perspektivy razvitiya lesopromyshlennogo kompleksa». Kostroma, 8-11 sentyabrya 2021 g. / «Kostromskoj gosudarstvennyj universitet», 2021. – S. 95–97.

4. Ermolina, A.V. Poluchenie i svojstva teploizolyacionnogo materiala na osnove vto-richnoj voloknistoj massy / A.V. Ermolina, P.V. Mironov // IVUZ. Lesnoj zhurnal. – 2011. – № 4. – S. 109–114.

5. Bialosau, A. Materiais compositos para isolamento termico de materias-primas naturais e aglutinantes minerais / A. Bakatovich, F. Gaspar // Livro de Resumos 30 Congresso Luso – Brasileiro de Materiais de construcao sustentaveis. Coimbra, Portugal. – 2018. PP. 16 – 27.

6. Bakatovich, A.A. Mikrostruktura kak osnovnoj kriterij, opredelyayushchij ispol'zovanie mha sfagnuma v kachestve zapolnitelya dlya effektivnogo plitnogo teploizolyacionnogo materiala / A.A. Bakatovich // Vestn. Poloc. gos. un-ta. Ser. F, Stroitel'stvo. Prikladnye nauki. – 2017. – № 8. – С. 42–46.

7. Becerra, C. A new biobased composite material using bark fibres eucalyptus / C. Becerra, J. Montory // The 13th pacific rim bio-based composites symposium «Bio-based composites for a sustainable future, Chile. – 2016. PP. 46–50.

8. Rozyev, M. Thermal insulation material, using waste cotton production as a placeholder / M. Rozyev, A. Bakatovich // XI Junior Researchers' Conference. European & national dimension in research. Architecture and civil engineering. Polotsk state University. Novopolotsk, PSU, 2019. – № 11. – P. 64–66.

9. Bogatova, T.V. Preimushchestva i osobennosti bezopasnyh prirodnyh utplitelej / T.V. Bogatova, A.I. Dvojcyina // Inzhenernye seti i sooruzheniya. ISSN 2074-188H. – 2016. – № 3–4 (24–25). – С. 14–19.

10. YAkunina, E.A. Sovremennye teploizolyacionnye materialy, kak odna iz tendencij ekologicheskogo stroitel'stva / E.A. YAkunina // Sinergiya nauk. – 2018. – № 24. – С. 625–634.

11. Krylasova, E.A. «Zelenye tekhnologii» v arhitekture / E.A. Krylasova, E.V. Smirnova // Mezhdunarodnyj studencheskij nauchnyj vestnik. – 2017. – № 4-6. – С. 793–796.

12. Manohar K. A Comparison of Banana Fiber Thermal Insulation with Conventional Building Thermal Insulation / K. Manohar, A. Adeyanju // *British Journal of Applied Science & Technology*. – 2016. – № 17 (3). – Pp. 1–9.
13. Hassan, S. Comparison study of thermal insulation characteristics from oil palm fibre / S. Hassan, A. Tesfamichael, M. Mohd Nor // *MATEC Web of Conferences*. ICPER 2014 - 4th International Conference on Production, Energy and Reliability. – 2014. – Volume 13. – P. 5.
14. Romanovskiy, S., Insulating material on the basis of bark fibre of the olive palm tree / S. Romanovskiy, A. Bakatovich // *European and National Dimension in Research: IX Junior Researchers' Conference*, Novopolotsk, April 26–27, 2017: in 3 p. // *Polotsk State University*. – Novopolotsk, PSU, 2017. – P. 3. – P. 104–107
15. TU BY 391129716.001-2015. Plity teploizolyacionnye zvukopogloshchayushchie. Tekhni-cheskie usloviya – Vved. 27.07.2015. Orekhovsk. 2015. 10 s.
16. Sovetnikov D.O., Semashkina D.O., Baranova D.V. Optimal'naya tolshchina uteplitelya naruzhnoj steny dlya sozdaniya energoeffektivnogo i ekologichnogo zdaniya v usloviyah Sankt-Peterburga // *Stroitel'stvo unikal'nyh zdaniy i sooruzhenij*. ISSN 2304-6295. – 2016. – № 12 (51). – S. 7–19.
17. Romanovskij, S.A. Stepen' vliyaniya faktorov na osnovnye fiziko-mekhanicheskie po-kazateli teploizolyacionnyh plit iz ochyosov l'na / S.A. Romanovskij, A.A. Bakatovich // *Vest. Polockogo gos. un-ta. Seriya F, Prikladnye nauki. Stroitel'stvo*. – 2018. – № 16. – S. 56-6.
18. Romanovskiy, S. Bakatovich, A. Physical parameters of insulation with a structure-forming material from flax noils // *E3S Web of Conferences* 212, 02014 (2020), 2020 International Conference on Building Energy Conservation, Thermal Safety and Environmental Pollution Control (ICBTE 2020) : doi.org/10.1051/e3sconf/202021202014.
19. Steklo natrievoe zhidkoe. Tekhnicheskie usloviya: GOST 13078-81. – Vved. 01.01.1982. – M. : Standartinform. – 2005. – 14 s.
20. Izvest' stroitel'naya. CHast' 1. Opredeleniya, trebovaniya i kriterii sootvetstviya : STB EN 459-1-2007. – Vved. 30.01.2007. – Minsk. : Ministrojarhitektury Respubliki Bela-rus'. – 2007. – 26 s.
21. Vyazhushchie gipsovye. Tekhnicheskie usloviya : GOST 125–2018. – Vzamen GOST 125–79 ; Vved. 01.05.2019. – Moskva. : Standartinform. – 2018. – 10 S.
22. Izdeliya stroitel'nye teploizolyacionnye. Metod opredeleniya sorbcionnogo uvlazhneniya : STB EN 12088–2018. – Vzamen STB EN 12088-2008 ; Vved. 01.07.2017. – Minsk. : Ministrojarhitektury Respubliki Belarus'. – 2016. – 12 s.
23. Izdeliya stroitel'nye teploizolyacionnye. Metod opredeleniya paropronicaemosti : STB EN 12086–2016. – Vzamen STB EN 12086-2007 ; Vved. 01.07.2017. – RUP. Strojtekhnorm. – 2016. – 20 s.
24. Materialy i izdeliya stroitel'nye teploizolyacionnye. Metody ispytanij : GOST 17177-94. – Vved. 22.08.1995. – Minsk : Ministrojarhitektur. – 1996. – 56 s.
25. Romanovskij, S.A. Primenenie mikroskopicheskogo analiza dlya ocenki perspektivy ispol'zovaniya ochesov volokna l'na v proizvodstve teploizolyacionnogo materiala / S.A. Romanovskij, A.A. Bakatovich // *Vest. Polockogo gos. un-ta. Seriya F, Prikladnye nauki. Stroitel'stvo*. 2017. № 8. S. 14–18.

КРИТИЧЕСКИЙ КОЭФФИЦИЕНТ ИНТЕНСИВНОСТИ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ НОРМАЛЬНОМ ОТРЫВЕ ДЛЯ НАНОФИБРОБЕТОНА

Е. А. Садовская¹, С. Н. Леонович², Н. А. Будревич³

¹ *заведующий кафедрой инженерной графики строительного профиля, Белорусский национальный технический университет, Минск, Беларусь, e-mail : sadovskaya@bntu.by, elena_koleda@bk.ru*

² *доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой строительных материалов и технологии строительства, 1) Белорусский национальный технический университет, Минск, Беларусь 2) Qingdao University of Technology (266033, China, 11 Fushun Rd, Qingdao), e-mail : snleonovich@yandex.ru*

³ *аспирант кафедры строительных материалов и технологии строительства Белорусский национальный технический университет, Минск, Беларусь, e-mail : nellibudrevich@yandex.by*

Реферат

Разрушение конструкций начинается с образования и распространения трещин в материале. Рост трещин, закономерности их зарождения и способы предотвращения изучается в разделе механики разрушения твердого тела. В результате исследования, представленном в данной статье, получены параметры трещиностойкости нанофибробетона методом внецентренного сжатия на образцах кубах с надрезами. Испытания проводились на разных нанобетонных матрицах и с разным дисперсным армированием: углеродные нанотрубки, базальтовая фибра, полимерная, стальная (3-х видов) и их комбинация. Установлено, что наибольший прирост значения коэффициента интенсивности напряжений наблюдается со стальной фиброй до 400%. Наименьшее влияние на трещиностойкость оказала полимерная фибра до 40%. Влияние дисперсного армирования на коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве зависит от типа бетонной матрицы, от материала фибровых волокон и их количества.

Ключевые слова: фибробетон, нанофибробетон, фибра, трещиностойкость, вязкость разрушения, нормальный отрыв, критический коэффициент интенсивности напряжений.

CRITICAL VOLTAGE INTENSITY COEFFICIENT AT NORMAL SEPARATION FOR NANOFIBRE CONCRETE

E.A. Sadovskaya, S.N. Leonovich, N.A. Budrevich

Abstract

The destruction of structures begins with the formation and propagation of cracks in the material. The growth of cracks, the laws of their initiation and methods of prevention are studied in the section of solid fracture mechanics. As a result of the research presented in this article, the parameters of the crack resistance of nanofibre

concrete by the method of eccentric compression were obtained on samples of cubes with notches. The tests were carried out on different nano-concrete matrices and with different dispersed reinforcement: carbon nanotubes, basalt fiber, polymer, steel (3 types) and their combination. It was found that the greatest increase in the value of the stress intensity factor is observed with steel fiber up to 400%. Polymer fiber had the least effect on crack resistance up to 40%. The effect of dispersed reinforcement on the stress intensity factor at normal separation depends on the type of concrete matrix, on the material of the fiber fibers and their quantity.

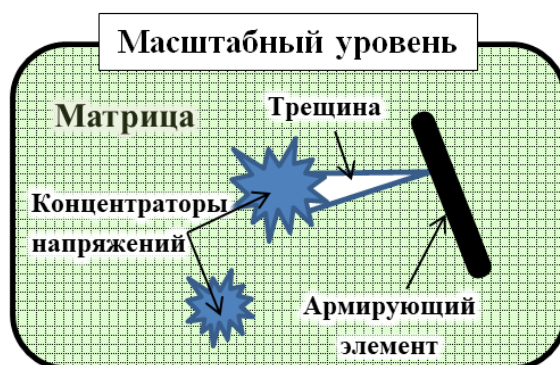
Keywords: fiber concrete, nanofibre concrete, fiber, crack resistance, fracture toughness, normal separation, critical stress intensity factor.

Введение

Бетон, как самый распространенный строительный материал, существенно влияет на устойчивость и долговечность зданий и сооружений. Чтобы произвести бетон желаемого качества и использовать его по назначению, все его свойства должны быть известны. Разрушение наступает в тот момент, когда материал больше не может выдерживать приложенные нагрузки. На момент разрушения оказывают влияние тип используемого материала, приложенная нагрузка, температура и скорость деформации. Механика разрушения исследует влияние дефектов, таких как выемки, трещины и пустоты в структуре материала, на несущую способность [1-3].

Повреждения в зданиях вызваны разрушением материала, из которого оно построено. Чтобы запроектировать здание максимально устойчивое к последствиям воздействий непредсказуемых разрушающих факторов, необходимо уметь анализировать поведение трещин в конструкции и знать способы их предотвращения. Современные технологии позволяют строить более прочные здания из-за уменьшения технологических дефектов в материале (каверны, пустоты, пористость, сколы, которые развиваются в трещины), благодаря исследованиям направленным на изучение поведения структурных дефектов под действием нагрузки [4-5].

Структуру бетонов можно представить в виде нескольких масштабных уровней [6-7]. Каждому из уровней соответствует свой структурный элемент (включение), выступающий в роли концентратора напряжений [8] (рисунок 1).



*Рисунок 1 – Модель масштабного уровня структуры нановолокнистого бетона
Figure 1 - Model of the scale level of the structure of nanofibre concrete*

На основе структурной модели бетонов [6-7] на каждом структурном уровне предлагается модель композитного материала с многоуровневым армированием, который будет эффективно сопротивляться трещинообразованию под действием внешних нагрузок – нанофибробетон [8-9]. В качестве армирующего элемента на субмикромасштабном уровне (уровень цементирующего вещества) предлагается использовать углеродные нанотрубки $l=(5 \cdot 10^3)$ нм, $d=(50..200)$ нм [10-11]. Они будут сдерживать развитие субмикротрещин ($10^2..10^3$ нм). На микромасштабном уровне (уровень цементного микробетона) развитию трещин (0,39..0,12 мм) будут препятствовать фибровые волокна размеры которых составляют $l=(1..5)$ мм, $d=(10..50)$ мкм. На мезомасштабном уровне (уровень мелкозернистого бетона) обеспечивать трещиностойкость (трещины 0,5..0,9 мм) будут фибровые волокна с размерами $l=(1..5)$ см, $d=(0,1..0,8)$ мкм (рисунок 2).



Рисунок 2 – «Масштабные уровни структуры композитов: структурные элементы (включения), как концентраторы напряжений, схема многоуровневого дисперсного армирования» [6] и армирующие элементы

Figure 2 - "Scale levels of the structure of composites: structural elements (inclusions) as stress concentrators, a scheme of multilevel dispersed reinforcement" [6] and reinforcing elements

Целью исследования является определение показателя трещиностойкости нанофибробетона при нормальном отрыве.

Условия и описание методики проведения исследования

В качестве армирующих волокон использовались: углеродные нанотрубки (в составе химической добавки [12-13]); фибра из листовой стали волнового профиля ФЛВ - 0,9 – 50; фибра стальная анкерная ФСА Н-0П 1,0; фибра полимерная волнистая ФПВ-0,6-40; фибра базальтовая, микрофибра прямая из проволоки ФС-М-0,20/12 (рисунок 3).

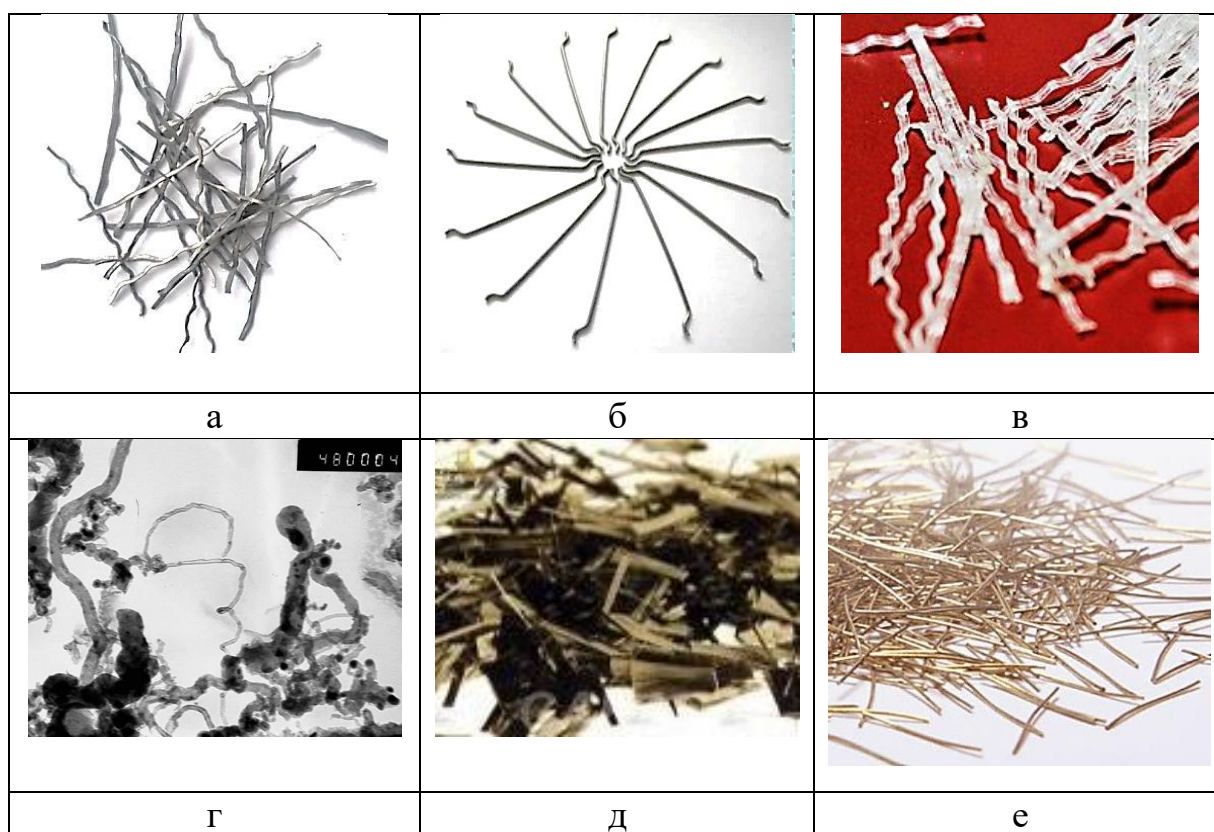
Для более корректного и понятного отображения полученных результатов введены следующие условные обозначения типов фибрового армирования:

Ф1: углеродные нанотрубки и фибра из листовой стали волнового профиля ($\mu_v=1\%$);

Ф2: углеродные нанотрубки и фибра стальная анкерная ($\mu_v=1\%$);

Ф3: углеродные нанотрубки и фибра полимерная волнистая ($\mu_v=0.44\%$);

Ф4: углеродные нанотрубки, фибра базальтовая ($\mu_v=0.07\%$), микрофибра прямая из проволоки ($\mu_v=0.26\%$) и фибра стальная анкерная ($\mu_v=0.26\%$).



*а) фибра из листовой стали волнового профиля; б) фибра стальная анкерная;
в) фибра полимерная волнистая; г) углеродные нанотрубки; д) фибра базальтовая;
е) микрофибра прямая из проволоки*

Рисунок 3 – Фибровые волокна

*a) fiber from sheet steel of a wave profile; b) steel anchor fiber; c) polymeric wavy fiber;
d) carbon nanotubes; e) basalt fiber; f) microfiber straight from wire*

Figure 3 - Fiber fibers

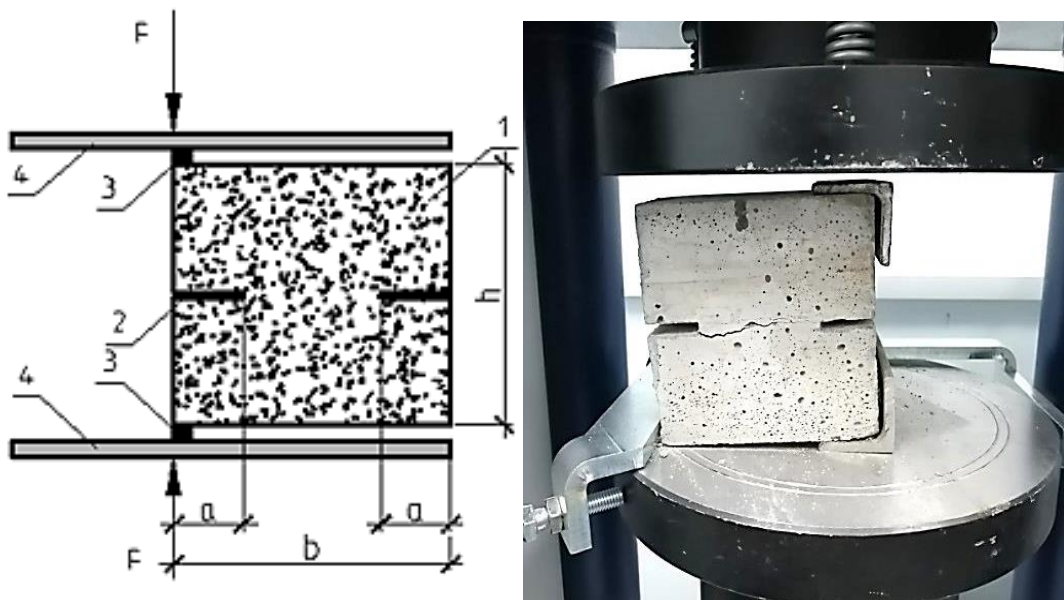
В качестве матрицы использовались несколько видов нанобетонных смесей (таблица 1).

Таблица 1 – Рецептуры нанобетонных матриц
Table 1 - Formulations of nano-concrete matrices

Номер состава	Расход компонентов, %							Марка по удобоукладываемости
	% -соотношение компонентов бетонной матрицы				% от массы цемента		% от массы вяжущего	
	Цемент	Щебень Фр. 5-10 мм	Щебень Фр. 5-20 мм	Песок	Сульфатно-алюминатная добавка	Микрокремнезем конденсированный уплотненный	Добавка модифицированная наномодифицированная углеродом	
А	18	-	45	37	-	-	0,8	П5
Б	19	-	45	36	-	-	0,5	П5
В	20	38	-	42	-	-	0,7	Р4
Г	23	39	-	38	8	9	0,7	Р6
Д	18	-	46	36	-	-	0,4	П5
Ж	19	-	46	35	-	-	0,9	П5
И	22		39	39	11	-	0,8	Р4

Для проведения эксперимента были испытаны образцы-кубы 100x100x100 мм, для испытаний на осевое сжатие и на нормальный отрыв в Научно-исследовательской лаборатории «Промышленное и гражданское строительство» БНТУ в 2020 году.

Определение коэффициента интенсивности напряжений на поперечный сдвиг производилось согласно разработанной авторской методике [3,14] (рисунок 2).



1 – образец; 2 – надрезы; 3 – металлические пластины; 4 – плиты пресса; h – высота образца; b – ширина образца; a – глубина надреза; F – нагрузка, действующая на образец в процессе испытания.

Рисунок 4 – Схема нагружения образца для расчета K_{Ic} [3]

1 - product; 2 - incisions; 3 - metal plates; 4 - press plates; h is the height of the sample; b is the width of the sample; a - notch depth; F is the load acting on the sample during the test.

Figure 4 - Sample loading scheme for calculating K_{Ic} [3]

Значение критического коэффициента интенсивности напряжения (на нормальный отрыв K_{IC} , МПа $\sqrt{м}$) рассчитывается по формуле, подставляя данные геометрических размеров кубов и значения разрушения образца:

$$K_{IC} = \frac{F_c}{b \cdot h^{1/2}} \left[18,3 \left(\frac{a}{h} \right)^{1/2} - 430 \left(\frac{a}{h} \right)^{3/2} + 3445 \left(\frac{a}{h} \right)^{5/2} - 11076 \left(\frac{a}{h} \right)^{7/2} + 12967 \left(\frac{a}{h} \right)^{9/2} \right], \quad (1)$$

где F_c – нагрузка, при которой происходит разрушение, в МН;
 b – ширина образца, м;
 h – высота образца, м;
 a – глубина надреза, м, $a = h/4$.

Результаты испытаний представлены на рисунке 5.

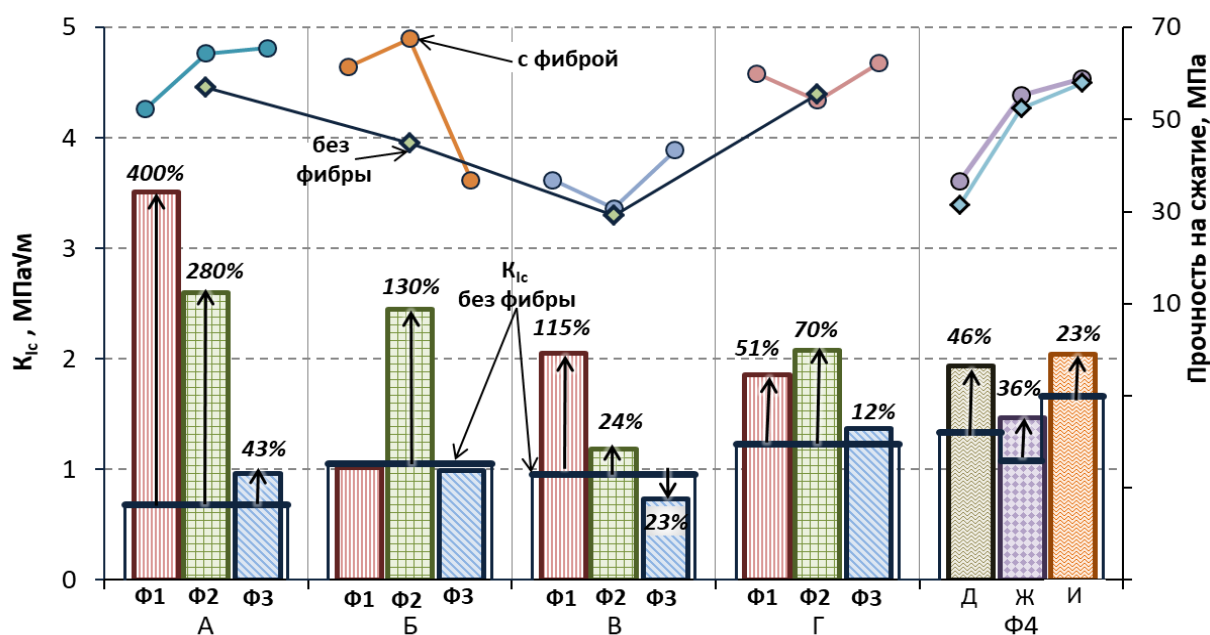


Рисунок 5 – Результаты испытаний для определения коэффициента интенсивности напряжения при нормальном отрыве

Figure 5 - Test results for determining the stress intensity factor at normal pull-off

Обсуждение результатов

Во всех составах полимерное фибровое армирование показало наименьший прирост показателя трещиностойкости относительно состава без фибры. Во всех составах армирование стальной фиброй способствует увеличению значения коэффициента интенсивности напряжений.

Прирост показателя трещиностойкости в составе А составил 43% с полимерной фиброй, 280% со стальной анкерной и 400% со стальной волнистой из листа относительно неармированного состава. В составе Б прирост наблюдается только со стальной анкерной фиброй – 130%. В составе В значение K_{IC} увеличилось со стальной фиброй на 24% и 115%. Аналогично и в составе Г: 51% с Ф1, 70% с Ф2, 12% с Ф3.

Полиармированные составы показали стабильный прирост значения трещиностойкости в сравнении с неармированными: 46%, 36%, 23%.

Заклучение

Увеличение показателя вязкости разрушения K_{Ic} наночибробетонс с мно-гоуровневым дисперсным армированием дает преподсылки утверждать, что та-кой материал может рассматриваться для использования в конструкия с по-вышенными требованиями по трещиностойкости.

Список цитированных источников

1. Tugrul Tunc E . Determination of fracture toughness parameters of concrete us- ing compact pressure test. *Bitlis Eren University Journal of Science and Technology*. 2017; 7(2): 85-92.

2. Критический коэффициент интенсивности напряжений при поперечном сдвиге для наночибробетона / Е. А. Садовская, Е. Н. Полонина, С. Н. Леонович [и др.] // *Строительные материалы*. – 2021. – № 9. – С. 41-47. – DOI 10.31659/0585-430X-2021-795-9-41-46. – EDN RJYFEE.

3. Tensile Strength of Nanofibrous Concrete / Е. А. Sadovskaya, Е. N. Polonina, S. N. Leonovich, S. A. Zhdanok // *Journal of Engineering Physics and Thermophysics*. – 2020. – Vol. 93. – No 4. – P. 1015-1019. – DOI 10.1007/s10891-020-02202-8. – EDN NSCYBZ.

4. Коледа, Е. А. Характеристики трещиностойкости фибробетона как опре- деляющий фактор качества / Е. А. Коледа, С. Н. Леонович // *Технология строи- тельства и реконструкции ТCR-2015 : Сборник докладов Международной науч- но-технической конференции, Минск, 24–27 ноября 2015 года*. – Минск: Бело- русский национальный технический университет, 2017. – С. 282-287. – EDN ZKKXHY

5. Садовская, Е. А. Многопараметричная методика оценки показателей ка- чества наночибробетона для строительной площадки / Е. А. Садовская, С. Н. Леонович, Н. А. Будревич // *Бетон и железобетон*. – 2021. – № 4(606). – С. 20-28. – EDN WCAURF.

6. Чернышов Е. М. Уровни организации и иерархия структуры строитель- ных композитов в строительных конструкия / сборник статей по материалам 7-й международной научной конференции «*Механика разрушения бетона, же- лезобетона и других строительных материалов*» том 2: Воронеж, 2013 – с.129-164

7. Садовская, Е. А. Многоуровневая структура бетона: анализ и классифика- ция уровней организации структуры конгломератных строительных компози- тов / Е. А. Садовская, Е. Н. Полонина, С. Н. Леонович // *Проблемы современно- го строительства : Материалы Международной научно-технической конферен- ции, Минск, 28 мая 2019 года*. – Минск: Белорусский национальный техниче- ский университет, 2019. – С. 285-297. – EDN HPFISF.

8. Коледа, Е. А. Результаты испытаний наночибробетона на растяжение с комплексным фибровым армированием / Е. А. Коледа, С. Н. Леонович, С. А. Жданок // *Вестник Поволжского государственного технологического уни- верситета. Серия: Материалы. Конструкия. Технологии*. – 2018. – № 2. – С. 16-23. – EDN VOMEVC.

9. Коледа, Е. А. Влияние дисперсного армиования на плотность и пори- стость фибробетона / Е. А. Коледа, А. И. Бондарович, С. Н. Леонович // *Инно-*

вационная подготовка инженерных кадров на основе европейских стандартов (Еврокодов) : Материалы Международной научно-технической конференции, Минск, 30 мая 2017 года / Министерство образования Республики Беларусь, Белорусский национальный технический университет, Строительный факультет. – Минск: Белорусский национальный технический университет, 2017. – С. 97-102. – EDN KIXQVR.

10. Хрусталеv Б.М., Леонович С.Н., Эберхардштайнер Й., Яковлев Г.И., Первушин Г.Н. Влияние многослойных нанотрубок на разрывную прочность // *Наука и техника* : международный научно-технический журнал. – 2012. – № 4. – С. 52–57.

11. Полонина Е.Н., Леонович С.Н., Хрусталеv Б.М., Садовская Е.А., Будревич Н.А. Материалы на основе цемента, модифицированные наноразмерными добавками. *НАУКА и ТЕХНИКА*. 2021;20(3):189-194. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2021-20-3-189-194>

12. Zhdanok S.A., Polonina E.N., Leonovich S.N., Khroustalev B.M., Koleda E.A. Influence of the Nanostructured-Carbon-Based Plasticizing Admixture in a Self-Compacting Concrete Mix on Its Technological Properties // *Journal of Engineering Physics and Thermophysics*, Vol. 92, No. 2, April, 2019 P. 12-18

13. Жданок С.А., Полонина Е.Н., Леонович С.Н., Хрусталеv Б.М., Коледа Е.А. Влияние пластифицирующей добавки, содержащей углеродный наноматериал на свойства самоуплотняющегося бетона // *Вестник гражданских инженеров* – 2016. – № 6 (71). – С. 76-85.

14. Способ контроля качества сталефибробетона по коэффициенту интенсивности напряжений при нормальном отрыве / Е. А. Садовская, С. Н. Леонович, Е. Н. Полонина, Н. А. Будревич // *Современное промышленное и гражданское строительство*. – 2021. – Т. 17. – № 2. – С. 85-92. – EDN LXUUSM.

References

1. Tugrul Tunc E . Determination of fracture toughness parameters of concrete using compact pressure test. *Bitlis Eren University Journal of Science and Technology*. 2017; 7(2): 85-92.

2. Kriticheskiy koeffitsient intensivnosti napryazhenij pri poperechnom sdvige dlya nano-fibrobetona / E. A. Sadovskaya, E. N. Polonina, S. N. Leonovich [i dr.] // *Stroitel'nye materialy*. – 2021. – № 9. – S. 41-47. – DOI 10.31659/0585-430X-2021-795-9-41-46. – EDN RJYFEE.

3. Tensile Strength of Nanofibrous Concrete / E. A. Sadovskaya, E. N. Polonina, S. N. Leonovich, S. A. Zhdanok // *Journal of Engineering Physics and Thermophysics*. – 2020. – Vol. 93. – No 4. – P. 1015-1019. – DOI 10.1007/s10891-020-02202-8. – EDN NSCYBZ.

4. Koleda, E. A. Harakteristiki treshchinostojkosti fibrobetona kak opredelyayushchij faktor kachestva / E. A. Koleda, S. N. Leonovich // *Tekhnologiya stroitel'stva i rekonstrukcii TCR-2015* : Sbornik dokladov Mezhdunarodnoj nauchno-tekhnicheskoy konferencii, Minsk, 24–27 noyabrya 2015 goda. – Minsk: Belorusskiy nacional'nyj tekhnicheskij universitet, 2017. – S. 282-287. – EDN ZKKXHY

5. Sadovskaya, E. A. Mnogoparametrichnaya metodika ocenki pokazatelej kachestva nanofib-robetona dlya stroitel'noj ploshchadki / E. A. Sadovskaya,

S. N. Leonovich, N. A. Budrevich // Beton i zhelezobeton. – 2021. – № 4(606). – S. 20-28. – EDN WCAURF.

6. CHernyshov E. M. Urovni organizacii i ierarhiya struktury stroitel'nyh kompozitov v stroitel'nyh konstrukciyah / sbornik statej po materialam 7-j mezhdunarodnoj nauchnoj konferencii «Mekhanika razrusheniya betona, zhelezobetona i drugih stroitel'nyh materialov» tom 2: Voronezh, 2013 – s.129-164

7. Sadovskaya, E. A. Mnogourovnevaya struktura betona: analiz i klassifikaciya urovnej organizacii struktury konglomeratnyh stroitel'nyh kompozitov / E. A. Sadovskaya, E. N. Polonina, S. N. Leonovich // Problemy sovremennogo stroitel'stva : Materialy Mezhdunarodnoj nauchno-tehnicheskoy konferencii, Minsk, 28 maya 2019 goda. – Minsk: Belorus-skij nacional'nyj tehnikeskij universitet, 2019. – S. 285-297. – EDN HPFISF.

8. Koleda, E. A. Rezul'taty ispytanij nanofibrobetona na rastyazhenie s kompleksnym fibrovym armirovanem / E. A. Koleda, S. N. Leonovich, S. A. ZHDanok // Vestnik Povolzhskogo gosudarstvennogo tehnologicheskogo universiteta. Seriya: Materialy. Konstrukcii. Tekhnologii. – 2018. – № 2. – S. 16-23. – EDN VOMEVC.

9. Koleda, E. A. Vliyanie dispersnogo armirovaniya na plotnost' i poristost' fibrobetona / E. A. Koleda, A. I. Bondarovich, S. N. Leonovich // Innovacionnaya podgotovka inzhenernyh kadrov na osnove evropejskih standartov (Evrokodov) : Materialy Mezhdunarodnoj nauchno-tehnicheskoy konferencii, Minsk, 30 maya 2017 goda / Ministerstvo obrazovaniya Respubliki Belarus', Belorusskij nacional'nyj tehnikeskij universitet, Stroitel'nyj fakul'tet. – Minsk: Belorusskij nacional'nyj tehnikeskij universitet, 2017. – S. 97-102. – EDN KIXQVR.

10. Hrustalev B.M., Leonovich S.N., Eberhardshtajner J., YAKovlev G.I., Perushin G.N. Vliyanie mnogoslojnyh nanotrubok na razryvnuyu prochnost' // Nauka i tekhnika : mezhdunarodnyj nauchno-tehnicheskij zhurnal. – 2012. – № 4. – S. 52–57.

11. Polonina E.N., Leonovich S.N., Hrustalev B.M., Sadovskaya E.A., Budrevich N.A. Materialy na osnove cementa, modifitsirovannye nanorazmernymi dobavkami. NAUKA i TEKHNIKA. 2021;20(3):189-194. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2021-20-3-189-194>

12. Zhdanok S.A., Polonina E.N., Leonovich S.N., Khroustalev B.M., Koleda E.A. Influence of the Nanostructured-Carbon-Based Plasticizing Admixture in a Self-Compacting Concrete Mix on Its Technological Properties // Journal of Engineering Physics and Thermophysics, Vol. 92, No. 2, April, 2019 P. 12-18

13. ZHDanok S.A., Polonina E.N., Leonovich S.N., Hrustalev B.M., Koleda E.A. Vliyanie plastificiruyushchej dobavki, soderzhashchej uglerodnyj nanomaterial na svoystva samouplotnyayushchegosya betona // Vestnik grazhdanskih inzhenerov – 2016. – № 6 (71). – S. 76-85.

14. Sposob kontrolya kachestva stalefibrobetona po koefficientu intensivnosti napryazhenij pri normal'nom otryve / E. A. Sadovskaya, S. N. Leonovich, E. N. Polonina, N. A. Budrevich // Sovremennoe promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – 2021. – T. 17. – № 2. – S. 85-92. – EDN LXUUSM.

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ РЕГУЛЯРНОЙ СИСТЕМЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК И ПЛИТ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ С УЧЕТОМ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ МАТЕРИАЛА КОНСТРУКЦИЙ

К. А. Сирош

*Магистр технических наук, аспирант, младший научный сотрудник
УО «Белорусский государственный университет транспорта», Гомель, Беларусь,
e-mail : kris.sirosh@mail.ru*

Реферат

Рассматривается бесконечная регулярная система железобетонных балок и плит на упругом основании. В качестве упругого основания принято однослойное изотропное искусственное основание – как упругий слой, ограниченный по толщине и жестко соединенный с недеформируемым основанием.

Упругое основание заменяется расчетной областью, которая аппроксимируется симметричной объемной разбивочной сеткой с постоянными шагами в осях XYZ, состоящая из объемных кубических ячеек. При решении поставленной задачи в перемещениях энергия деформации подсчитывается для каждой ячейки расчетной области, после чего интегрируется по всему объему упругого основания. Для жестких оснований (таких как железобетон), толщина упругого слоя не влияет на напряженно-деформированное состояние (НДС) бесконечной регулярной системы железобетонных балок или плит, что показано ранее в работах автора и подтверждает гипотезы жестких оснований.

Статический нелинейный расчет бесконечной регулярной системы балок и плит на упругом основании на пространственную нагрузку выполняется итерационным алгоритмом вариационно-разностного метода (ВРМ), который является численно-аналитическим методом расчета строительных конструкций. Для этого метода характерна замена дифференциальных уравнений конечно-разностными аппроксимациями, используя метод конечных разностей. Также стоит отметить, ВРМ приближен к реальным условиям работы системы «фундамент – основание».

Организуется итерационный алгоритм, при котором на каждой итерации по зависимости «жесткость – кривизна» уточняется изгибная жесткость на каждом участке железобетонной балки или плиты. Алгоритм приводимого решения численно реализуется при использовании программного пакета компьютерной алгебры MATHEMATICA.

Ключевые слова: бесконечная регулярная система железобетонных балок, бесконечная регулярная система железобетонных плит, вариационно-разностный метод, упругое основание, упругий слой, контактная зона, прогибы, осадки основания, контактные напряжения, внутренние усилия.

STATIC CALCULATION OF A REGULAR SYSTEM OF REINFORCED CONCRETE BEAMS AND SLABS ON AN ELASTIC BASE TAKING INTO ACCOUNT THE PHYSICAL NONLINEARITY OF THE STRUCTURAL MATERIAL

K. A. Sirosh

Abstract

An infinite regular system of reinforced concrete beams and slabs on an elastic base is considered. As an elastic base, a single-layer isotropic artificial base is accepted – as an elastic layer, limited in thickness and rigidly connected to a non-deformable base.

The elastic base is replaced by a computational domain, which is approximated by a symmetric volumetric center grid with constant steps in the XYZ axes, consisting of volumetric cubic cells. When solving the problem in displacements, the deformation energy is calculated for each cell of the computational domain, after which it is integrated over the entire volume of the elastic base. For rigid bases (such as reinforced concrete), the thickness of the elastic layer does not affect the stress-strain state (VAT) of an infinite regular system of reinforced concrete beams or slabs, which was shown earlier in the author's works and confirms the hypotheses of rigid bases.

Static nonlinear calculation of an infinite regular system of beams and plates on an elastic base on a spatial load is performed by an iterative algorithm of the variation-difference method (VRM), which is a numerically analytical method for calculating building structures. This method is characterized by the replacement of differential equations by finite-difference approximations using the finite difference method. It is also worth noting that the VRM is close to the real operating conditions of the foundation – foundation system.

An iterative algorithm is organized in which, at each iteration, the bending stiffness on each section of a reinforced concrete beam or slab is specified according to the "stiffness – curvature" relationship. The algorithm of the given solution is numerically implemented using the MATHEMATICA computer algebra software package.

Keywords: infinite regular system of reinforced concrete beams, infinite regular system of reinforced concrete slabs, variation-difference method, elastic base, elastic layer, contact zone, deflections, precipitation of the base, contact stresses, internal forces.

Введение

В виду сложности решения контактных задач, особенно для изгибаемых конструкций, научная литература по применению вариационных методов для решения контактных задач теории упругости скудна. Решение задач контактного взаимодействия для изгибаемых конструкций на упругом основании методами теории упругости [1] и строительной механики [2] получило свое развитие в работах С.В. Босакова, С.Д. Семенюка, О.В. Козуновой [3-8], в которых учитывалась неоднородность (слоистость) упругого основания, его физическая нелинейность, ползучесть бетона и прочие усложняющие параметры контактирующих тел.

В расчетах на упругом основании системы перекрестных балок принимается, что такая регулярная система представляет собой совокупность жестко соединенных между собой ортогональных стержней, расположенных на упругом основании, с осями в одной плоскости, совпадающей с одной из главных осей инерции балок.

Что же касается вопроса расчета регулярной системы железобетонных плит на упругом основании *с учетом анизотропии, и в частности ортотропии, и их трещинообразования* в силу неоднозначности и неопределенности исходных данных неоднородных упругих тел, и как следствие значительной математической сложности реализации постановок и алгоритмов решаемых задач, до настоящего времени не исследованы в полной мере. Известны работы М.И. Горбунова-Посадова [9], С.Д. Семенюка [10], С.Н. Клепикова [11], С.В. Босакова [5], в которых различными подходами проведены исследования по расчету фундаментных изотропных плит и пространственных монолитных фундаментов, как системы перекрестных лент на упругом основании.

В расчетах регулярной системы справедливы приведенные ниже гипотезы и допущения:

- на расчетную область упругого основания распространяются гипотезы и допущения теории упругости [1, 2, 12];

- в контактной зоне возникают сжимающие и растягивающие напряжения, также отсутствуют силы трения;

- распределение нормальных реактивных давлений по ширине плиты считается постоянным [9];

- для плиты справедливы гипотезы и допущения плоского изгиба [2].

Постановка задачи

Рассматриваются регулярные системы железобетонных балок и плит на упругом основании, которые разбиваются в силу симметрии на соединенные между собой базовые фрагменты свободно опирающихся на упругое основание (рисунок 1, 2).

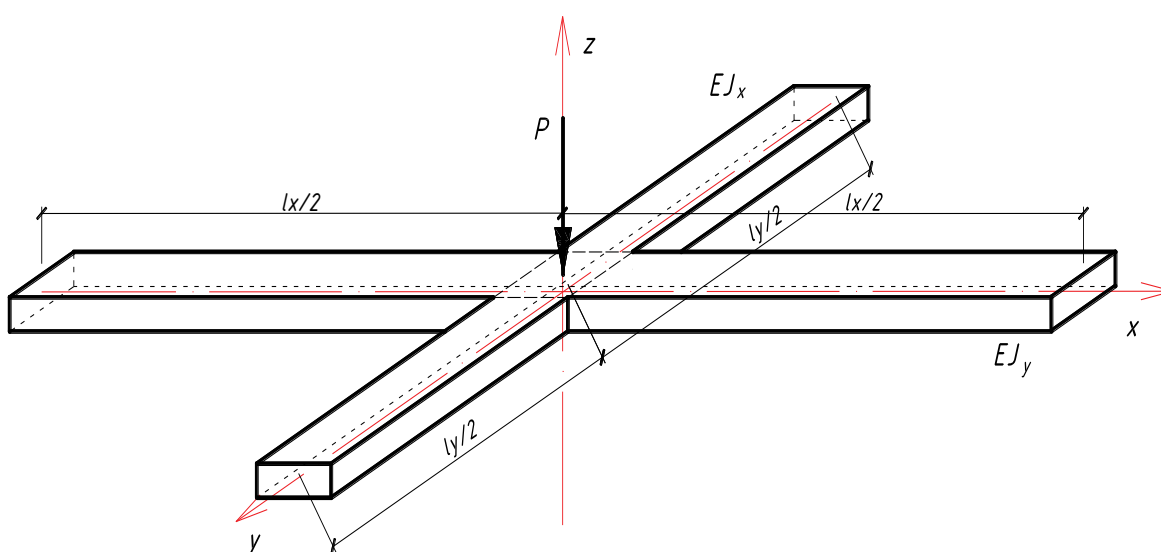


Рисунок 1. – Фрагмент крестообразного пересечения железобетонных балок регулярной системы балок на упругом основании

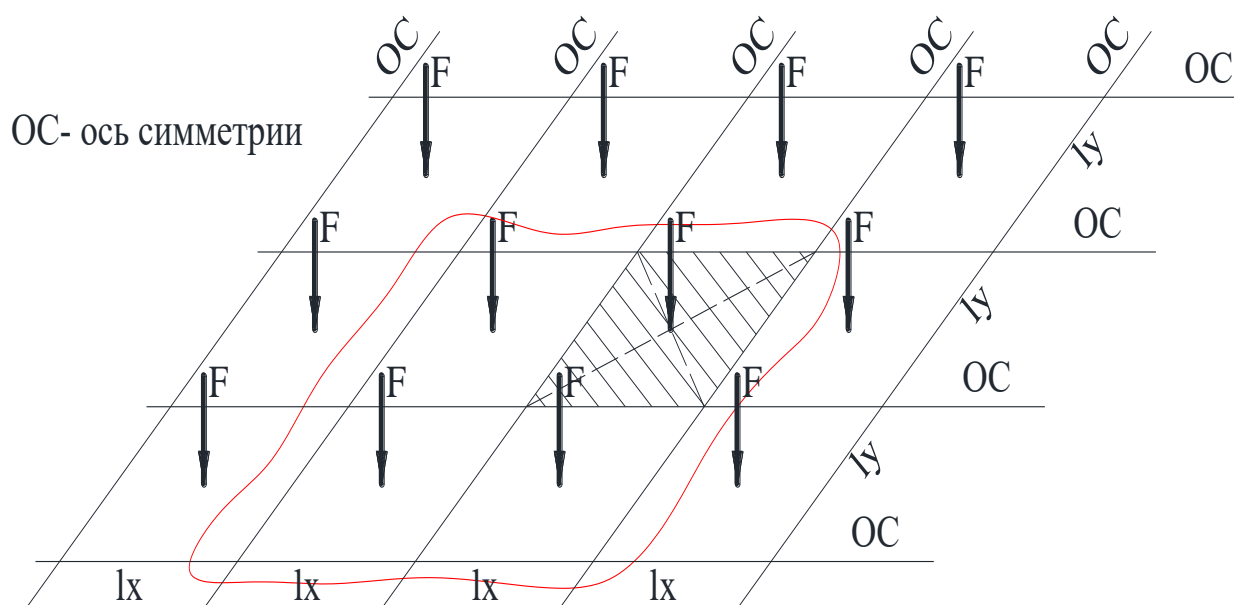


Рисунок 2. – Регулярная система железобетонных плит под действием симметричной нагрузки

Линейные размеры конструкций обозначены как l_x , l_y . Поперечные сечения балок и плит принимаются постоянными. Внешняя нагрузка действует перпендикулярно и симметрично плоскости осей системы конструкции.

Алгоритм расчета регулярной системы железобетонных балок и плит

При решении пространственной задачи упругое основание заменяется расчетной областью, состоящей из ячеек и узловых точек, что достигается путем аппроксимации основания симметричной объемной разбивочной сеткой. Шаг сетки в осях: Δx , Δy , Δz . Каждая объемная ячейка расчетной области является кубом с размерами граней Δx , Δy , Δz [13].

Согласно вариационному принципу Лагранжа [1] при нагружении конструкции (плиты, балки) на упругом основании статической нагрузкой ее полная потенциальная энергия принимает минимальное значение в состоянии равновесия. Величина полной потенциальной энергии конструкции (балки, плиты) \mathcal{E} состоит из: энергии деформации конструкции Ω , энергии деформации упругого основания U , работы внешней нагрузки P

$$\mathcal{E} = U + \Omega + P. \quad (1)$$

В поставленных задачах удельная энергия деформации считается для каждой ячейки через конечно-разностные аппроксимации, а после по объему упругого основания суммируется [13, 14].

После замены интегро-дифференциальных выражений функционалов энергий конечно-разностными аппроксимациями система дифференциальных уравнений преобразуется в систему линейных алгебраических уравнений. Решение СЛАУ позволяет найти неизвестные компоненты вектора $u_i(x,y,z)$, $v_i(x,y,z)$, $w_i(x,y,z)$. Система линейных алгебраических уравнений представлена в общем виде

$$\begin{cases} \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial v_i} = 0, \\ \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial u_i} = 0, \quad i = 1, 2, 3, \dots, N, \\ \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial w_i} = 0. \end{cases} \quad (2)$$

где N – число узловых точек параллелепипеда.

Расчет регулярной системы железобетонных балок

Поперечные сечения железобетонных балок регулярной системы принимаются равными и постоянными по своей длине. Действующая внешняя нагрузка приложена в точке пересечения балок и перпендикулярна плоскости, в которой лежит регулярная система железобетонных балок.

В работе [8] приведена формула функционала полной потенциальной энергии, с учетом энергии деформации физически нелинейного и неоднородного упругого основания. Функционал энергии деформации в единице объема упругого основания [12] справедливо имеет вид:

$$U_f = \frac{E \cdot \mu}{2(1+\mu)(1-2\mu)} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)^2 + \frac{E}{2(1+\mu)} (\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2 + \varepsilon_z^2) + \frac{E}{4(1+\mu)} (\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{xz}^2), \quad (3)$$

где E, μ – упругие постоянные упругого основания.

Тогда полная энергия деформации упругого основания будет иметь вид

$$U = \int \int \int_z U_f dx dy dz = \int_v U_f dv. \quad (4)$$

где dv – элемент объема упругого основания.

При выведении выражения функционала энергии деформаций для упругого основания работа сил собственного веса упругого основания не учитывается, поскольку силы собственного веса основания уже уравновешены начальным напряженным состоянием в упругом основании, а работа самоуравновешенной системы сил на возможных малых перемещениях равняется нулю. Из чего следует, что при поиске полного напряженного состояния для регулярной системы железобетонных балок необходимо наложить на полученное решение напряженное состояние от сил собственного веса основания.

Энергия изгиба двух перекрестных балок регулярной системы определяется по следующей формуле

$$\Omega = \Omega_x + \Omega_y = \frac{EJ_x}{2} \int_{-\ell_x}^{\ell_x} \left(\frac{d^2 w}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{EJ_y}{2} \int_{-\ell_y}^{\ell_y} \left(\frac{d^2 w}{dy^2} \right)^2 dy, \quad (5)$$

где EJ_x, EJ_y – изгибные жесткости балок.

Энергию деформаций конструкции обычно отождествляют с энергией изгиба конструкции, пренебрегая деформациями сдвига [2,7]. Это вполне оправдано для рассматриваемой регулярной системы перекрестных балок.

Потенциал внешней нагрузки, действующей в точке пересечения балок, определяется как

$$\Pi = - \left(\int_{-lx}^{lx} q(x) w(x) dx + \int_{-ly}^{ly} q(y) w(y) dy \right) \quad (6)$$

Внутренние усилия железобетонных балок регулярной системы через формулы аппроксимации производных, приведенные в работе [15, с.91], в конечно-разностном представлении имеют следующий вид:

$$\begin{aligned} M^{(k)} &= -EJ_{y \ i=I_1+1} \frac{w_{i-1} - 2w_i + w_{i+1}}{\Delta x^2}, \\ M^{(k)} &= -EJ_{x \ i'=I_1+1} \frac{w_{i'-1} - 2w_{i'} + w_{i'+1}}{\Delta y^2}, \\ Q^{(k)} &= -EJ_{y \ i=I_1+1} \frac{-w_{i-2} + 2w_{i-1} - 2w_{i+1} + w_{i+2}}{2\Delta x^3} - P_i, \\ Q^{(k)} &= -EJ_{x \ i'=I_1+1} \frac{-w_{i'-2} + 2w_{i'-1} - 2w_{i'+1} + w_{i'+2}}{2\Delta y^3} - P_{i'}, \end{aligned} \quad (7)$$

где P_i – сосредоточенная сила, действующая на балку;

$EJ_{x \ i'=I_1+1}$, $EJ_{y \ i=I_1+1}$ – изгибная жесткость балки;

I_1 – номер узла начала балки.

Расчет регулярной системы железобетонных плит

В [16] рассмотрено упругое равновесие плоской однородной анизотропной пластинки постоянной толщины, закрепленной по всему краю (или по его части) и деформируемой изгибающей нагрузкой, распределенной по плоским поверхностям и нормальной к срединной поверхности в недеформированном ее состоянии. За плоскость изгиба (плоскость XU) принимается срединная плоскость недеформированной пластинки. Поместив начало координат в произвольной точке O , ось Z направляется в сторону ненагруженной внешней поверхности и в силу симметрии поставленных задач в дальнейшем является одной из главных осей, а точка O совпадает с центром тяжести плиты. Объемными силами моно пренебречь [17].

По сделанному предположению относительно упругих свойств для ортотропной пластинки считаются справедливыми уравнения обобщенного закона Гука в виде (2.7) и (2.8) из [16].

Энергию деформации конструкции обычно отождествляют с энергией изгиба конструкции (деформации сдвига пренебрегаются). Учет кручения ортотропной плиты в плоскости XOY возможен через потенциальную энергию деформаций ортотропной пластинки (плиты) по Лехницкому [16]

$$\Omega = V = \frac{1}{2} \iint \left[D_x \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + 2D_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + D_y \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + 4D_k \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] dx dy, \quad (8)$$

где D_x , D_y – цилиндрические жесткости изгиба ортотропной пластинки вокруг осей Y и X соответственно, которые совпадают с главными осями;

$D_k (D_{xy})$ – жесткость кручения пластинки.

Цилиндрические жесткости изгиба ортотропной плиты имеют вид [16]

$$D_x = \frac{E_x h^3}{12(1-\nu_x \nu_y)}, \quad D_y = \frac{E_y h^3}{12(1-\nu_x \nu_y)}, \quad (9)$$

где E_x, E_y, ν_x, ν_y – главные модули упругости и коэффициенты Пуассона материала плиты.

В расчетах учитывается жесткость кручения плиты, для определения которой применима формула из монографии С.П. Тимошенко [18]

$$D_k = D_{xy} = \frac{\nu_x + \nu_y}{2} \sqrt{D_x \cdot D_y}, \quad (10)$$

где D_x, D_y – цилиндрические жесткости, определяются по формулам (10).

Для определения изгибающих и крутящего моментов ортотропной изолированной плиты справедливы следующие соотношения [17]

$$\begin{aligned} M_x &= -D_x \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), \\ M_y &= -D_y \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right), \\ M_k &= -2D_k \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}. \end{aligned} \quad (11)$$

При определении энергии деформации упругого основания на основании закона сохранения энергии ее заменяют работой реактивных давлений в контактной зоне конструкции [19]. Если пренебрегать реактивными касательными усилиями в контактной зоне, то энергия деформации упругого основания для плиты определяется [7] как:

$$U = \frac{1}{2} \iint_S p(x, y) w(x, y) dx dy; \quad (12)$$

где $p(x, y)$ – реактивные давления в контактной зоне конструкции.

Работа внешней нагрузки $q(x, y)$ для прямоугольной плиты определяется по формуле [7]

$$\Pi = -\iint_S q(x, y) w(x, y) dx dy. \quad (13)$$

Следует отметить, в формулах (12), (13) интегрирование производится по области S контакта конструкции (плиты) с упругим основанием.

Зависимость «жесткость-кривизна». Для железобетонных конструкций (балок и плит) с возможным трещинообразованием ТНПА в статических расчетах рекомендует использовать приведенный модуль упругости (деформации) для нахождения соответствующих переменных жесткостей. Алгоритм такого расчета дан в работе [19], в которой нелинейный расчет железобетонных балок базируется на зависимости «жесткость-кривизна» по В.И. Соломину [20], взаимосвязанной с диаграммой «момент-кривизна» через переменную (секущую) жесткость

$$\operatorname{tg} \beta_i = B_i = \frac{M_k}{\chi_k}, \quad (14)$$

где B_i – переменная (секущая) жесткость при изгибе конструкции (балки, плиты) в i -том состоянии, которая представляет собой тангенс угла наклона секущей к оси кривизны, проведенной к точке К диаграммы «момент – кривизна».

Использование зависимости «жесткость-кривизна» помогает сократить промежуточные вычисления, также эта зависимость легче аппроксимируется, чем зависимость «момент-кривизна» [19].

Контактная поверхность конструкции с упругим основанием разбивается на равные прямоугольные участки и определяются перемещения центра каждого участка от единичной силы, равномерно распределенной по площади каждого выделенного участка (см. рисунок 5). Таким образом, образуется матрица податливости упругого основания, из которой в дальнейшем будет получена матрица жесткости упругого основания [19].

Организуется итерационный алгоритм, при котором на каждой итерации по зависимости «жесткость – кривизна» уточняется изгибная жесткость на каждом участке железобетонной балки или плиты.

Заключение

Рассмотрена бесконечная регулярная система железобетонных балок и плит на упругом основании. Статический нелинейный расчет выполняется итерационным алгоритмом вариационно-разностного метода (ВРМ).

Предложена методика и последовательность итерационного расчета вариационно-разностным методом регулярной системы железобетонных балок и железобетонных плит на упругом основании, моделируемом упругим слоем конечной толщины, жестко соединенным с недеформируемым основанием.

Организуется итерационный алгоритм, при котором на каждой итерации по зависимости «жесткость – кривизна» уточняется изгибная жесткость на каждом выделенном участке железобетонной балки или плиты. Зависимость «жесткость – кривизна» позволяет в перспективе сократить объем вычислений.

Построен и реализован алгоритм упругого расчета с учетом линейной работы материала конструкций, составлена программа с использованием компьютерного пакета МАТНЕМАТИСА, проведена ее апробация.

Список цитированных источников

1. Александров, А. В. Основы теории упругости и пластичности / А. В. Александров, В. Д. Потапов. – М. : Высшая школа, 1990. – 400 с.
2. Ржаницын, Р.А. Строительная механика / Р.А. Ржаницын. – М., Высшая школа, 1991. – 439с.
3. Босаков, С. В. Расчет системы перекрестных балок на двухслойном основании / С. В. Босаков, Я. Д. Семенюк // Вестник БПУ. Серия: Строительство и архитектура. – 2000. – № 1. – С. 14–16.
4. Босаков, С. В. Расчет железобетонных пространственных фундаментов, как системы перекрестных балок, на упругом основании с учетом ползучести бетона / С. В. Босаков, С. Д. Семенюк // Вестник БГТУ. Серия: Строительство и архитектура. – 2001. – № 1. – С. 13–16.
5. Босаков, С. В. Статические расчеты плит на упругом основании / С. В. Босаков. – Минск: БНТУ, 2002. – 127 с.

6. Семенюк, С. Д. Железобетонные и пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформированном основании / С. Д. Семенюк. – Могилёв : Белорусско–Российский университет, 2003. – 269 с.
7. Босаков, С. В. Метод Ритца в контактных задачах теории упругости: монография / С. В. Босаков. – Брест : БрГТУ, 2006. – 107 с.
8. Босаков, С. В. Вариационно-разностный подход в решении контактной задачи для нелинейно упругого неоднородного основания. Плоская деформация. Теория расчета (Часть 1) / С. В. Босаков, О. В. Козунова // Вестник БНТУ. – 2009. – № 1. – С. 5–13.
9. Горбунов-Посадов, М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1984. – 680 с.
10. Семенюк, С.Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно-деформируемом основании / С.Д. Семенюк –Могилев, БРУ, 2003.– 269 с.
11. Клепиков, С.Н. Расчет конструкций на упругом основании / С.Н. Клепиков. – Киев: Будівельник, 1967. – 184 с.
12. Тимошенко, С. П. Теория упругости / С. П. Тимошенко, Дж. Гульдер. – М. : Наука, 1974. – 560 с.
13. Козунова, О. В. Расчет бесконечной системы перекрестных балок на упругом основании вариационно-разностным методом / О. В. Козунова, К. А. Сирош // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. 2021. – С. 65-71.
14. Козунова, О. В. Нелинейный расчет регулярной системы железобетонных балок на упругом основании на симметричную нагрузку / О. В. Козунова, К. А. Сирош // Механика. Исследования и инновации: международный сборник научных трудов / БелГУТ. – Гомель, 2021. – Вып. 14. – С. 97-104.
15. Ильин, В. П. Численные методы решения задач строительной механики : справочное пособие / В.П.Ильин, В.В.Карпов, А.М.Масленников. – Минск : Вышэйшая школа, 1990. – 346 с.
16. Лехницкий, С. Г. Анизотропные пластинки / С. Г. Лехницкий. М.: Госуд. изд-во технико-теор. лит-ры, 1957. 387 с.
17. Козунова О.В. Совершенствование методики расчета гибких ортотропных плит на упругом основании. Часть 1. Теория расчета. / О.В. Козунова // Наука и техника. – 2022. – 21(3). – С. 211-221. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2022-21-3-211-221>
18. Тимошенко, С.П. Пластины и оболочки/ С.П. Тимошенко, С.Войновский-Кригер М., Фитматгиз, 1963.– 536 с.
19. Козунова, О.В. Нелинейный расчет железобетонной балки на упругом основании с помощью зависимости «жесткость-кривизна» / О.В. Козунова/ НТЖ: Строительная механика и расчет сооружений. М. – №1– 2022 – с.37-46. DOI: 10.37538/0039-2383.2022.1.37.46
20. Соломин, В.И. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций // В.И. Соломин, С.Б. Шматков/ М., Стройиздат –1986. –208с.

References

1. Alexandrov, A.V. Fundamentals of the theory of elasticity and plasticity / A.V. Alexandrov, V. D. Potapov. – M. : Higher School, 1990. – 400 p.
2. Rzhantsyn, R.A. Construction mechanics / R.A. Rzhantsyn. – M., Higher School, 1991. – 439 p.
3. Bosakov, S. V. Calculation of a system of cross beams on a two-layer base / S. V. Bosakov, Ya. D. Semenyuk // Bulletin of BPU. Series: Construction and Architecture. - 2000. – No. 1. – pp. 14-16.
4. Bosakov, S. V. Calculation of reinforced concrete spatial foundations as a system of cross beams on an elastic base taking into account the creep of concrete / S. V. Bosakov, S. D. Semenyuk // Bulletin of BSTU. Series: Construction and Architecture. - 2001. – No. 1. – pp. 13-16.
5. Bosakov, S. V. Static calculations of plates on an elastic base / S. V. Bosakov. – Minsk: BNTU, 2002. – 127 p.
6. Semenyuk, S. D. Reinforced concrete and spatial foundations of residential and civil buildings on an unevenly deformed base / S. D. Semenyuk. – Mogilev : Belarusian–Russian University, 2003. – 269 p.
7. Bosakov, S. V. The Ritz method in contact problems of elasticity theory: monograph / S. V. Bosakov. – Brest: BrSTU, 2006. - 107 p.
8. Bosakov, S. V. Variational-difference approach in solving the contact problem for a non-linearly elastic inhomogeneous base. Flat deformation. Theory of calculation (Part 1) / S. V. Bosakov, O. V. Kozunova // Bulletin of BNTU. – 2009. – No. 1. – pp. 5-13.
9. Gorbunov-Posadov, M.I. Calculation of structures on an elastic base / M.I. Gorbunov-Posadov, T.A. Malikova, V.I. Solomin. – 3rd ed., reprint. and additional – M.: Stroyizdat, 1984. – 680 p.
10. Semenyuk, S.D. Reinforced concrete spatial foundations of residential and civil buildings on an unevenly deformable base / S.D. Semenyuk –Mogilev, BRU, 2003.– 269 p.
11. Klepikov, S.N. Calculation of structures on an elastic base / S.N. Klepikov. – Kiev: Budivelnik, 1967. – 184 p.
12. Timoshenko, S. P. Theory of elasticity / S. P. Timoshenko, J. Gulder. – M. : Nauka, 1974. – 560 p.
13. Kozunova, O. V. Calculation of an infinite system of cross beams on an elastic basis by the variational-difference method / O. V. Kozunova, K. A. Sirosh // Bulletin of the Polotsk State University. Series F. Construction. Applied sciences. 2021. – pp. 65-71.
14. Kozunova, O. V. Nonlinear calculation of a regular system of reinforced concrete beams on an elastic base for a symmetrical load / O. V. Kozunova, K. A. Sirosh // Mecha-nika. Research and Innovation: International collection of scientific papers / Bel-GUT. – Gomel, 2021. – Vol. 14. – pp. 97-104.
15. Ilyin, V. P. Numerical methods for solving problems of structural mechanics : a reference manual / V.P.Ilyin, V.V.Karpov, A.M.Maslennikov. – Minsk : Higher School, 1990. – 346 p.
16. Lehnitsky, S. G. Anisotropic plates / S. G. Lehnitsky. M.: Gosud. publishing house of tech-niko-theor. lit-ry, 1957. 387 p.

17. Kozunova O.V. Improving the methodology for calculating flexible orthotropic plates on an elastic base. Part 1. Theory of calculation. / O.V. Kozunova // Science and Technology. – 2022. – 21(3). – Pp. 211-221. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2022-21-3-211-221>

18. Timoshenko, S.P. Plates and shells/ S.P. Timoshenko, S.Voinovsky-Krieger M., Fitmatgiz, 1963. – 536 p.

19. Kozunova O.V. Nonlinear calculation of a reinforced concrete beam on an elastic base using the “stiffness–curvature” relationship. Structural Mechanics and Analysis of Constructions. 2022. no. 1. pp. 37–46.

20. Solomin, V.I. Calculation methods and optimal design of reinforced concrete foundation structures // V.I. Solomin, S.B. Shmatkov/ M., Stroyizdat –1986. – 208 p.

УДК 378.4(476-25).096:69

ПРЕПОДАВАНИЕ ОЦЕНКИ НЕДВИЖИМОСТИ ДЛЯ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ

Н. Ю. Трифонов

*К. ф.-м. н., доцент, почётный оценщик Республики Казахстан, действительный член МИА, иностранный член РИА, доцент кафедры экономики торговли и услуг
УО «Белорусский государственный экономический университет», Минск, Беларусь,
e-mail: n.trifonov@bntu.by*

Реферат

Статья презентует учебное пособие автора «Комплексная оценка недвижимости», выпущенное издательством «Вышэйшая школа» в третьем квартале 2022 года. Развёрнутую рецензию на пособие давала кафедра экономики и организации строительства БрГТУ.

В пособии представлены основы изучения оценки недвижимости: общие представления (объекты и цели оценки, виды стоимости, принципы оценки недвижимости), регулирование оценочной деятельности (законодательство, стандартизация, саморегулирование), принятое в стране и в мире, теория стоимости денег во времени (финансовые множители и их приложение к оценке, включая анализ неравномерных потоков платежей, сравнение активов по совокупной стоимости, расчёт обесценивания и учёт его при капитализации, расчёт финансовых рисков и др.), элементы теории погрешностей и математической статистики, согласование подходов к оценке недвижимости. Материал содержит последние достижения науки об оценке стоимости, адаптирован к вычислениям в пакете Microsoft Excel, сопровождается многочисленными примерами.

Пособие предназначено для лекционных, практических и лабораторных занятий студентов УВО при обучении на 1-й и 2-й ступенях по строительным и экономическим специальностям, а также на курсах повышения квалификации.

Ключевые слова: оценка стоимости, объект недвижимости, учреждение высшего образования, рынок недвижимости, финансовая математика.

TEACHING REAL ESTATE VALUATION FOR ENGINEERING STAFF OF THE CONSTRUCTION INDUSTRY

N. Yu. Trifonov

Abstract

The article presents the author's textbook "Comprehensive Real Estate Valuation", issued by the "Vysheishaya shkola" publishing house in the third quarter of 2022. A detailed review of the manual was given by the department of Economics of Construction and Organization of Building Works of BrSTU.

The manual presents the basics of studying real estate valuation: general ideas (subjects and purposes of valuation, types of value, principles of real estate valuation), regulation of valuation activities (legislation, standardization, self-regulation), adopted in the country and in the world, financial mathematics (financial multipliers and their application to valuation, including analysis of uneven cash flows, comparison of assets by total value, calculation of depreciation and its accounting during capitalization, calculation of financial risks, etc.), elements of the theory of errors and mathematical statistics, reconciliation of approaches to real estate valuation. The material contains the latest achievements in the valuation science, is adapted to calculations in the Microsoft Excel package, and is accompanied by numerous examples.

The manual is intended for lectures, practical and laboratory studies of students of the higher educational institutions when studying at the 1st and 2nd stages in construction and economic specialties, as well as in advanced training courses.

Keywords: valuation, real estate, institution of higher education, real estate market, financial mathematics.

Введение

В подготовке инженерных кадров строительной отрасли преподавание экономики недвижимости, в частности, оценки стоимости недвижимости, имеет большое значение, которое увеличивается в процессе перехода к рыночным методам хозяйствования. В связи с этим возникает проблема обеспечения этого образовательного процесса необходимым учебным пособием. В царской России были написаны учебники по оценке стоимости [1], забытые за ненадобностью в советское время. Чтобы заполнить образовавшийся пробел, в конце прошлого века международные организации, в первую очередь Всемирный банк, выделили деньги, на которые были написаны и переведены на русский язык учебники по оценке недвижимости, отражающие тогдашний мировой (главным образом американский) опыт в оценочной деятельности [2-3]. Они сыграли важную роль в становлении оценочной деятельности на постсоветском пространстве, хотя обладали и существенными недостатками, вызванными отсутствием связи с предшествующей русскоязычной литературой по оценке и соответствующей русскоязычной терминологией. На их основе впоследствии появились оригинальные русскоязычные пособия (напр. [4-7]), которые впоследствии переписывались, компилировались и дополнялись (напр., [8-12]). Все они ориентировались на методологию оценки прошлого века, в основе которой лежало понятие рыночной стоимости, а также использовали традиционное изложение финансовой математики с помощью таблиц.

В своё время автор попытался преодолеть эти недостатки в пособии [13], которое в силу относительно малого тиража осталось практически неизвестным не только в России, но и в некоторых белорусских университетах [14-15]. Впоследствии было выпущено расширенное второе издание [16], которое после переработки и существенного дополнения легло в основу представляемого учебного пособия [17].

Учебное пособие по оценке недвижимости: новый подход

В грифе, выданном Министерством образования Республики Беларусь, учебное пособие рекомендовано для студентов 1-25 01 16 Экономика и управление на рынке недвижимости, 1-25 01 07 11 Экономика и управление на предприятии промышленности, 1-25 01 07 12 Экономика и управление на предприятии транспорта, 1-25 80 09 Коммерция, 1-26 02 02 11 Менеджмент недвижимости, 1-27 81 02 Оценка бизнеса и активов промышленных предприятий, 1-37 01 08 Оценочная деятельность на автомобильном транспорте, 1-70 02 02 Экспертиза и управление недвижимостью, но оно будет полезным для студентов УВО других экономических специальностей.

Рассматриваемое учебное пособие включает лекционный материал и примеры, которые могут быть использованы на практических и лабораторных занятиях и для самоподготовки студентов. По своей структуре рецензируемая рукопись учебного пособия может быть адаптирована к количеству аудиторных часов, отведённых на дисциплину в учебном плане. Темы теоретического и практического материалов скоординированы и логически дополняют процесс обучения специалистов.

Учебное пособие начинается с введения в дисциплину, знакомящего с основами оценки, её объектами, целями, видами стоимости. Основная часть учебного пособия раскрывает регулирование оценочной деятельности (законодательное, с помощью стандартов и саморегулирование), принципы оценки недвижимости, основы финансовой математики и математической статистики как инструментов оценочной деятельности и их применение в оценке недвижимости. Изложено использование теории погрешностей в оценке стоимости. На её основе показаны процессы согласования результатов оценки при различных подходах и методах её проведения.

Важно отметить, что для дальнейшей практической деятельности студентов имеются многочисленные примеры, которые активно используют аппарат программного обеспечения персонального компьютера, в том числе встроенные финансовые функции. Также необходимо отметить оригинальное практико-ориентированное изложение основ финансовой (актуарной) математики, которое может использоваться самостоятельно в соответствующих учебных дисциплинах. Аналогичных учебных изданий на тему оценки недвижимости, в том числе выпущенных в других странах, с подобным изложением практического материала нет [18].

Удобно для использования в преподавании наличие приложения, включающего полезный часто востребованный справочный материал, в том числе сведения о совместной деятельности оценщиков на постсоветском пространстве, выдержка из текста основного нормативного акта, регулирующего оценочную деятельность в нашей стране, этические нормы профессионального сообщества

оценщиков, а также данные по рассчитываемым автором (в сотрудничестве с Министерством финансов) величинам премии за страновой риск Республики Беларусь, столь необходимым при вычислении ставок капитализации на рынках белорусских объектов оценки. Полезны для студента и преподавателя "Вопросы и задания", данные в конце каждой главы.

Особенности изложения финансовой математики

Финансовая математика, основанная на концепции повышения стоимости денег со временем [1], существенно применяется в различных областях экономики: банковском деле, инвестиционном анализе, оценке стоимости, бухгалтерском учёте и др. В основе изложения в большинстве учебников (напр., [3-4]), лежит школьный курс сложного постоянного процента. С его помощью получают формулы для так называемых шести финансовых множителей (также называемых финансовыми коэффициентами, финансовыми функциями). Множитель накопления имеет вид:

$$A(t) = (1+i)^t, \quad (1)$$

где i – эффективная годовая ставка процента,
 t – количество периодов накопления (лет).

Эти представления первоначально разработаны для банковской деятельности [1], где с успехом применяются. Но их распространение на страховое дело потребовало уточнений, связанных с непрерывностью времени и процесса накопления (напр., [19-20]). Подобные достижения необходимо использовать и в оценке стоимости, так как механический перенос финансовой математики начала прошлого века вида (1) имеет недостатки, иногда становящиеся существенными. В первую очередь следует отметить:

невозможность описания многих явлений, происходящих непрерывно, таких как износ или обесценивание зданий и сооружений, и

сложность понятийного перехода между номинальной и эффективной ставками.

В качестве недочётов многих пособий по финансовой математике и оценке стоимости также следует отметить:

громоздкую неупорядоченную русскоязычную терминологию,

отсутствие ориентации на расчёты с помощью ПК, типичные для практики.

Преодолению этих недочётов посвящена *глава 4* учебного пособия [17].

Были разграничены терминологически *финансовые множители* финансовой математики (табл. 1) и *финансовые функции*, встроенные в Microsoft Excel. В соответствии с традицией [1] операция, противоположная накоплению, называется приведением. Использование вместо термина "приведение" терминальки "дисконтирование" может привести к ошибочному представлению об использовании в этом процессе учётной ставки (дисконта) в то время, как в приложениях используется процентная ставка (процент).

Описание финансовой математики на основе непрерывности аналогично традиционному начальному изложению непрерывности в высшей математике, механике и т.п. Условия современной высшей школы не позволяют строить изложение с математической аккуратностью, да это и не нужно для практики. Прагматично рассказывать лишь общую канву построения с упором на практические рекомендации. Поэтому, введя множитель накопления $A(t)$, можно перейти к соответствующей ему процентной ставке i (от англ. interest) на сумму

в 1, инвестированную в момент 0, за время между двумя начислениями процента $(t, t+h)$, измеряемое в годах (процентная ставка – годовая!):

$$i_h(t) = [A(t+h) - A(t)] / [h \cdot A(t)]. \quad (2)$$

Соответствующий множитель накопления будет ступенчатой функцией. Но в приложениях стоимость капитала часто должна изменяться непрерывно, поэтому вводится *интенсивность процентов* как предел (2) при $h \rightarrow 0$:

$$\delta(t) = \lim ih(t).$$

Отсюда получается наиболее общий вид множителя накопления:

$$A(t) = \exp\left[\int_0^t \delta(x) dx\right].$$

В модели с постоянной интенсивностью процентов $\delta(t) = \delta$. Тогда

$$A(t) = \exp(\delta t).$$

Со вводом вместо нецелого h целого $p = 1/h$ множитель накопления примет более употребительный вид:

$$A(t) = [1 + i^{(p)}/p]^{t \cdot p}, \quad (3)$$

где $i^{(p)}$ – номинальная ставка процента, начисляемого p раз в году.

Множитель приведения вводится как обратный множителю накопления

$$v(t) = [A(t)]^{-1} = [1 + i^{(p)}/p]^{-t \cdot p}. \quad (4)$$

Вместе с ним вводится понятие *учётной ставки* (обозначается d от англ. discount). При постоянных процентах

$$d^{(p)} = p \cdot \{1 - \exp[-\delta/p]\}.$$

Её легко связать с процентной ставкой

$$i = d/(1-d). \quad (5)$$

Можно показать, что для любого $A(t)$

$$d < d^{(p)} < \delta < i^{(p)} < i.$$

Пример применения.

Достаточно часто при расчёте ставки капитализации в национальной валюте в качестве безрисковой ставки используется ставка рефинансирования центрального банка страны. Но следует помнить, что ставка рефинансирования по своей природе – учётная, в то время как ставки в формулах приведения типа (4) – процентные. Невнимание к этому может исказить расчёты. Если при малых значениях, типичных, например, для Европейского центрального банка, разница в значениях учётной и процентной ставок меньше обычной погрешности в расчётах оценщика, то в условиях, например Беларуси, она может сильно влиять на результат. Так, относительно недавней ставке рефинансирования в 43% будет соответствовать почти в два раза превышающая её процентная ставка в 75,44% годовых.

Аккуратное построение модели финансовой математики на основе симметрии накопления (процента, полагающейся ренты, возмещения) и приведения (дискон-

та, обыкновенной ренты, амортизации) интересно, но в учебных целях непрактично. Тем не менее, хотя учётные ставки (дисконт) используется лишь в банковской сфере, незнание может привести (и приводит) к ошибочной практике.

По той же причине в процессе преподавания студентам следует указать на различие (в определённом смысле, противоположность) в использовании термина *амортизация* в финансовой математике, банковском деле и оценке стоимости, с одной стороны, и *бухгалтерском учёте*, с другой. В п.4.5 "Множитель амортизации и множитель возмещения" вводится понятие амортизационного расписания и объясняется процесс построения этого полезного инструмента с помощью электронных таблиц Microsoft Excel. При погашении кредита, оплате покупки в рассрочку, во многих иных случаях возникает задача расчёта непоплаченной суммы долга после проведения частичной оплаты. Очевидно, что эта задача может быть решена (но не только) численным образом путём составления амортизационного расписания. Амортизационным расписанием удобно иллюстрировать процесс нормативного обесценивания со временем машин и оборудования (особенно дорожных транспортных средств), также, как *расписанием возмещения* - обесценивание зданий и сооружений.

Последовательно проводя заданные рассуждения, вводятся шесть финансовых множителей (Табл. 1 ниже). В левый столбец помещены финансовые множители, связанные с текущей стоимостью PV, а в правый – с будущей стоимостью FV. В каждую из шести ячеек помещены основные формулы, определяющие финансовый множитель, а также реализующую этот множитель финансовую функцию Microsoft Excel. Нумерация множителей соответствует принятой в таблицах их численных значений (напр., [3]).

Таблица 1 – Основные формулы финансовых множителей

<p>4. Множитель приведения</p> $v(t) = [A(t)]^{-1},$ <p>при $\delta(t)=\delta$ $v(t)=v^t=e^{-\delta t}=[1+i^{(p)}/p]^{-tp}$, при $p=1$ $v(t)=(1-d)^t=1/(1+i)^t$ $PV = FV \cdot v(t)$ $PV = \text{ПС}(i;t;0;-FV)$</p>	<p>1. Множитель накопления</p> $A(t)=\exp\left[\int_0^t \delta(x)dx\right],$ <p>при $\delta(t)=\delta$ $A(t)=A^t=e^{\delta t}=[1+i^{(p)}/p]^{tp}$, при $p=1$ $A(t)=(1+i)^t$ $FV = PV \cdot A(t)$ $FV = \text{БС}(i;t;0;-PV)$</p>
<p>5. Множитель ренты</p> $a_n=(1-v^n)/i$ <p>при $p \neq 1$ $a_n = p[1 - (1+i^{(p)}/p)^{-np}]/i^{(p)}$ $PV = pmt \cdot a_n$ $PV = \text{ПС}(i;n;-pmt;0;\text{Тип})$</p>	<p>2. Множитель итога</p> $S_n=(A^n-1)/i$ <p>при $p \neq 1$ $S_n = p[(1+i^{(p)}/p)^{np}-1]/i^{(p)}$ $FV = pmt \cdot S_n$ $FV = \text{БС}(i;n;-pmt;0;\text{Тип})$</p>
<p>6. Множитель амортизации</p> $r_n=1/a_n=i/(1-v^n)$ $pmt = PV \cdot r_n$ $pmt = \text{ПЛТ}(i;n;-PV;0;\text{Тип})$	<p>3. Множитель возмещения</p> $s_n=1/S_n=i/(A^n-1)$ $pmt = FV \cdot s_n$ $pmt = \text{ПЛТ}(i;n;0;-FV;\text{Тип})$

При рассмотрении Табл. 1 отмечается, в частности, что в Microsoft Excel множители первых двух строк таблицы в случае обоих столбцов реализуются одинаковыми финансовыми функциями. Например, множители приведения и ренты рассчитываются с помощью финансовой функции ПС, причём аргумен-

ты в ней, в случае равенства ставки и числа периодов, взаимно дополняют друг друга. (При расчёте множителя приведения на месте $-pmt$ стоит 0, а при расчёте множителя ренты 0 замещает $-FV$.) Студентам указывается, что это обстоятельство позволяет одной финансовой функцией реализовывать потоки, состоящие из аннуитетных платежей и конечного (или начального) платежа.

Затратный и доходный подходы к оценке недвижимости

Глава 5, одна из наиболее объёмных глав учебного пособия [17], посвящённая приложениям описанного ранее формализма, содержит ряд новаций, некоторые из которых отмечены ниже.

В п.5.2 Экономическое сравнение объектов оценки, рассмотрена часто возникающая в практической жизни задача выбора одного из нескольких объектов оценки исходя из минимизации совокупных долгосрочных затрат. В качестве иллюстрации приведу выдержку из "Вопросов и заданий" к этой главе.

Сидоревич хочет покрасить свой дом. Если использовать краску 1 сорта, она будет стоить 5 тыс руб. и продержится четыре года. Если же использовать краску 2 сорта, то она будет стоить 4 тыс руб. и продержится три года. Какой вариант дешевле, если деньги стоят 17% эффективных?

При рассмотрении подобных задач вводятся понятия капитализированной стоимости и совокупной стоимости, в также периодической совокупной стоимости.

В п.5.3 рассматриваются методы расчёта износа и обесценивания объектов оценки. Разграничиваются понятия "износ", описывающее изменение характеристик объекта оценки во времени в процентах, и "обесценивание", имеющее стоимостное измерение. Начинается с описания обесценивания популярным линейным методом, который имеет лишь теоретическое значение в силу его нереализуемости на практике. Отмечается, что объекты недвижимости изнашиваются и обесцениваются замедленно в начале срока жизни (замедленное обесценивание), а, например, машины и оборудование (в том числе вычислительная техника и автомобили), напротив, ускоряются. Для описания износа и обесценивания объектов недвижимости предлагается использовать метод фонда возмещения или метод суммы годовых чисел.

Отмечу также п.5.5, в котором изучается метод приведённого потока платежей, ППП (по-английски *discounted cash flow, DCF*), как единственный метод доходного подхода [21], частным случаем которого, в частности, является ранее употребительный метод прямой капитализации. Начав с простейшего случая дискретного потока платежей и постоянной ставки приведения, реализующегося в Microsoft Excel финансовой функцией ЧПС, рассматривается переменная ставка с включением конечного платежа. Для приведённой стоимости V с дискретными периодическими платежами в конце периода (например, арендной платой) и конечным платежом (например, конечной продажей) приводится формула следующего вида:

$$V = \sum_{t=1}^n I_t / \Pi(1+R_j) + V_n / \Pi(1+r_t). \quad (6)$$

где I_t – текущий периодический (обычно годовой) платеж; V_n – платеж в конце прогнозного периода (конечная продажа); R_j – ставка приведения в течение j -го периода (года) для периодического платежа, r_t – ставка приведения в

течение t -го периода (года) для конечного возврата; n – номер последнего периода (года).

П.5.7 Метод накопления рисков для построения ставки капитализации начинается с вывода формулы, описывающей влияние инфляции на процентные ставки. Для этого рассматривается уравнение доходностей за один год, выраженное через параметры, которые необходимо связать между собой. Поскольку необходимо найти связь между номинальной (то есть без учёта инфляции) ставки капитализации R_n и реальной (то есть наблюдаемой на рынке) ставки капитализации R_r при наличии постоянной годовой инфляции в r процентов (так называемый индекс инфляции), то приравнивается между собой годовое накопление по номинальной ставке капитализации с одной стороны и, с другой стороны, годовое накопление по реальной ставке капитализации с учётом действия инфляции. Это выражение называют уравнением И. Фишера, исследовавшего в начале прошлого столетия теорию процентных ставок:

$$1 + R_n = (1 + R_r)(1 + r). \quad (7)$$

Уравнение доходностей (7) представляет собой базовое выражение для пересчёта номинальной ставки капитализации в реальную или наоборот с учётом влияния инфляции. Выразив из него реальную ставку капитализации, получаем известную формулу Фишера.

Наиболее применяемым для расчёта ставки приведения (в случае отсутствия заёмного капитала) является метод накопления (также для него встречаются названия метод наращивания, метод суммирования, метод кумулятивного построения) финансовых рисков (по-английски *build-up method*), связавший доходность объекта оценки с риском её потери. В учебном пособии дан уточнённый вывод его формул.

Во второй половине прошлого века связь между доходностью и риском при торгах акциями предприятий на основе биржевой статистики была описана в модели цены финансовых вложений (по-английски *capital asset price model*, CAPM), модели арбитражного ценообразования (по-английски *arbitrage pricing model*, APM) и их модификациях. В них ставку приведения R было предложено выражать как сумму:

$$R = R_0 + R',$$

в которой R_0 представляет собой безрисковую ставку (по-английски *risk-free rate*), а R' – премию за риск(и). Впоследствии это положение без всякого статистического обоснования было применено в методе накопления для расчёта ставок приведения при оценке предприятий, не котирующих свои акции на бирже и даже не имеющие их. Более точная формула получается из рассмотрения уравнения доходности, аналогичного уравнению (7):

$$1 + R = (1 + R_0)(1 + R'). \quad (8)$$

При этом для расчётов премии за риск(и) следует рассмотреть исчерпывающий состав входящих в неё составляющих, независимых друг от друга. На основании одного из принципов оценки стоимости, принципа зависимости, пред-

лагается использовать в качестве таковых премию за страновой риск, премию за отраслевой риск и поправку на объектный риск.

Премия за страновой риск (по-английски *country risk premium, CRP*) – это риск инвестирования средств в стране нахождения объекта оценки, связанный с потерей активов вследствие действия факторов общеэкономического, финансового и социально-политического характера, присутствующих в этой стране независимо от объекта исследования. Премия за отраслевой риск – это премия за риск, или доходность, деятельности, связанной с оцениваемым активом. Поправка на объектный риск связана непосредственно с объектом исследования (объектом оценки или инвестиционным проектом) и зависит от его физических характеристик и управления. При этом конкретные значения вышеотмеченных премий будут зависеть от выбранной валюты оценки. Кроме того, в соответствии с заданием на оценку, в этих значениях должна учитываться или не учитываться инфляция, при необходимости пересчётом по Фишеру используя формулу (7).

Заключение

Отметим, что современное преподавание оценки недвижимости для инженерных кадров строительной отрасли требует описание современных рыночных тенденций. Основные таковы.

Во-первых, наряду с использованием рыночной стоимости, как абстракции идеального рынка, заказчика всё чаще интересуют потребительские стоимости объектов недвижимости, такие как инвестиционная и пользовательская. (Необходима соответствующая формулировка основания оценки)

Во-вторых, при описании обесценивания объектов недвижимости следует учитывать непрерывность этого процесса, а, значит, учесть необходимой для этого финансовой математике, основанной на непрерывности времени. (Необходим уточнённый затратный подход к оценке.)

В-третьих, рассчитывая экономические составляющие процесса строительства и эксплуатации объекта недвижимости, следует учитывать переменность процентной ставки во времени. (Доходный подход к оценке должен учитывать меняющуюся ставку.)

В-четвёртых, стоимость типовых объектов недвижимости точнее рассчитывается методами математической статистики. (Следует обучать основам корреляционно-регрессионного анализа как метода сравнительного подхода к оценке.)

Наконец, преподавание оценки стоимости недвижимости должно быть ориентировано на использование программного пакета Microsoft Excel и его встроенных функций.

Список цитированных источников

1. Лунский, Н. С. Высшие финансовые вычисления. Отдел I. Проценты. Верные ренты. Долгосрочные займы / Н. С. Лунский. – М. : Тип. Г. Лисснера и Д. Собко, 1916. – 512 с.

2. Харрисон Г. С. Оценка недвижимости: учебное пособие, пер. с англ. / Г. С. Харрисон. – М. : РИО Мособлупрполиграфиздата, 1994. – 321 с.

3. Фридман, Дж. Анализ и оценка приносящей доход недвижимости: пер. с англ. / Дж. Фридман, Н. Ордуэй. – М. : Дело, 1995. – 480 с.

4. Болдырев, В. С. Введение в теорию оценки недвижимости / В. С. Болдырев, А. С. Галушка, А.Е. Федоров. – М. : Центр менеджмента, оценки и консалтинга, 1998. – 328 с.
5. Оценка стоимости недвижимости / С. В. Грибовский, Е. Н. Иванова, Д. С. Львов, О. Е. Медведева. – М. : Интерреклама, 2003. – 699 с.
6. Основы оценки стоимости недвижимости: учебное и практическое пособие. 2-е изд. / А. М. Белокрыс, В. С. Болдырев, Т. Л. Олейник, В. Н. Зарубин, Е. И. Нейман и др. – М. : Международная академия оценки и консалтинга, 2004. – 263 с.
7. Оценка недвижимости: учебник. 2-е изд. / Под ред. А. И. Драпиковского и И. Б. Ивановой. – Бишкек, Ега-Басма, 2007. – 480 с.
8. Варламов, А. А. Оценка объектов недвижимости : учебник / А. А. Варламов, С. И. Комаров. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : ФОРУМ : ИНФРА-М, 2015. – 351 с.
9. Слюсаренко, В.А. Определение стоимости недвижимого имущества : учебник / В. А. Слюсаренко. – М. : Академия, 2015. – 284 с.
10. Иванова, Е. Н. Оценка стоимости недвижимости : учеб. пособие / Е. Н. Иванова ; под ред. М. А. Федотовой. – 5-е изд., перераб. – М. : КНОРУС, 2016. – 349 с.
11. Оценка недвижимости : учеб. пособие / Т.Г. Касьяненко [и др.]. – 2-е изд., стер. – М. : КНОРУС, 2016. – 751 с.
12. Тепман, Л. Н. Оценка недвижимости : учеб. пособие / Л. Н. Тепман, В. А. Артамонов. – 3-е изд., перераб. и доп. – М. : ЮНИТИ-ДАНА, 2016. – 591 с.
13. Трифонов, Н. Ю. Теория оценки стоимости : учебно-методич. пособие / Н. Ю. Трифонов. – Мн. : БНТУ, 2012. – 123 с.
14. Оценка объектов недвижимости : методич. указания к вып. курсовой работы / Н. Г. Синяк, А. Н. Долгих. – Мн. : БГТУ, 2012. – 88 с.
15. Печуро, Д. В. Оценка недвижимости : конспект лекций / Д. В. Печуро. – Витебск : ВГТУ, 2015. – 58 с.
16. Трифонов, Н. Ю. Теория оценки стоимости : учеб. пособие / Н. Ю. Трифонов. – Мн. : Вышэйшая школа, 2017. – 208 с.
17. Трифонов, Н. Ю. Комплексная оценка недвижимости : учеб. пособие / Н. Ю. Трифонов. – Мн. : Вышэйшая школа, 2022. – 238 с.
18. Гусаков, Б. И. Рецензия на учебное пособие "Комплексная оценка недвижимости" (автор – доцент Белорусского государственного экономического университета Н.Ю. Трифонов). Минск, 2022. – *Рукопись*.
19. Башарин, Г. П. Начала финансовой математики / Г. П. Башарин. – Москва : ИНФРА-М, 1997. – 160 с.
20. Cohen, A. Financial Mathematics for Actuaries / A. Cohen. – East Lansing, MI : Michigan State University, 2016 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.pdfdrive.com/math-361-financial-mathematics-for-actuaries-i-e17655503.html/>, свободный. – Загл. с экрана.
21. Международные стандарты оценки / Пер. с англ.; Ред. колл.: И. Л. Артеменков, С. А. Табакова, М. А. Федотова, Х. М. Увайсова, А. Г. Саркисян, Н. Ю. Трифонов. – М. : Российское общество оценщиков, 2020. – С. 51.

References

1. Lunskiy, N. S. Vysshieye finansviye vychisleniya. Otdel I. Proozenty. Vernye renty. Dolgosrochnye zajmy / N. S. Lunskiy. – M. : Tip. G. Lissnera i D. Sobko, 1916. – 512 s.
2. Harrison, G. S. Ozenka nedvizhimosti: uchebnoye poosbiye, per. s angl. / G. S. Harrison. – M. : RIO Mosobluprpoligrafizdata, 1994. – 321 s.
3. Friedman, J. Analiz i ozenka prinosjaschej dohod nedvizhimosti: per. s angl. / J. P. Friedman, N. Ordway. – M. : Delo, 1995. – 480 s.
4. Boldyrev, V. S. Vvedeniye v teoriju ozenki nedvizhimosti / V. S. Boldyrev, A. S. Galushka, A. E. Fedorov. – M. : Zentr menedgmenta, ozenki i konsaltinga, 1998. - 328 s.
5. Ozenka stoimosti nedvizhimosti / S. V. Gribvskij, E. N. Ivanova, D. S. L'vov, O. E. Medvedeva. – M. : Interreklama, 2003. – 699 s.
6. Osnovy ozenkoi stoimosti nedvizhimosti: uchebnoe i prakticheskoe posobie. 2-e izd. / A. M. Belokrys, V. S. Boldyrev, T. L. Olejnik, V. N. Zarubion, E. I. Neiman I dr. – M. : Mezhdunarodnaya akoademia ozenki i konsalotinga, 2004. – 263 s.
7. Ozenka nedvizhimosti: ucheb. 2-e izd. / Pod red. A. I. Drapikovskogo i I. B. Ivanovoj. – Bishkek, Ega-Basma, 2007. – 480 s.
8. Varlamov, A. A. Ozenka ob'ektov nedvizhimosti : ucheb. / A. A. Varlamov, S. I. Komarov. – 2-e isd. – M. : FORUM : INFRA-M, 2015. - 351 s.
9. Slusarenko, V.A. Opredelenie stoimosti nedvizhimogo imuschestva : ucheb. / V. A. Slusarenko. – M. : Akademija, 2015. – 284 s.
10. Ivanova, E. N. Ozenka stoimosti nedvizhimosti : ucheb. posobie / E. N. Ivanova ; pod red. M. A. Fedotovoy. - 5-e izd., pererab. – M. : KNORUS, 2016. – 349 s.
11. Ozenka nedvizhimosti : ucheb. posobie / T. G. Kasjanenko [i dr.]. – 2-e isd. – M. : KNORUS, 2016. – 751 s.
12. Tepman, L. N. Ozenka nedvizhimosti : ucheb. posobie / L. N. Tepman, V. A. Artamonov. – 3-e izd., pererab. i dop. – M. : JUNITI-DANA, 2016. – 591 s.
13. Trifonov, N. Yu. Teorija ozenki stoimosti : uchebno-metodich. posobie / N. Yu. Trifonov. – Mn. : BNTU, 2012. – 123 s.
14. Ozenka ob'ektov nedvizhimosti: metodich. ukazaniya k vyp. kursovoj raboty / N. G. Sinioak, A. N. Dolgih. – Mh. : BGTU, 2012. – 88 s.
15. Pechuro, D. V. Ozenka nedvizhimosti: konspekt lekcij / D. V. Pechuro. - Vitebsk : VGTU, 2015. – 58 s.
16. Trifonov, N. Yu. Teorija ozenki stoimosti : ucheb. posobie / N. Yu. Trifonov. – Mn.: Vyshejschaya shkola, 2017. – 208 s.
17. Trifonov, N. Yu. Kompleksnaya ozenka nedvizhimosti: ucheb. posobie / N. Yu. Trifonov. – Mn. : Vyshejschaya shkola, 2022. – 238 s.
18. Gusakov, B. I. Rezensija na uchebnoje posobie "Kompleksnaya ozenka nedvizhimosti" (avtor – dozent Belorusskogo gosudarstvennogo ekonomicheskogo universiteta N.Yu. Trifonov). Mn., 2022. – *Rukopis*'.
19. Basharin, G. P. Nachala finansovoj matematiki / G. P. Basharin. – M. : INFRA-M, 1997. – 160 s.
20. Cohen, A. Financial Mathematics for Actuaries / A. Cohen. – East Lansing, MI : Michigan State University, 2016. <http://www.pdfdrive.com/math-361-financial-mathematics-for-actuaries-i-e17655503.html>.
21. International Valuation Standards (IVS). Effective 31 January 2020. – Norwich : International Valuation Standards Council, 2019. – Para. 50.1.

ДИАГНОСТИЧЕСКАЯ КАРТА ВХОДНЫХ ПАРАМЕТРОВ ПРИ ОЦЕНКЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ, ОСНОВАННОЙ НА ПРИМЕНЕНИИ ИНСТРУМЕНТОВ НЕЧЕТКОЙ ЛОГИКИ

В. В. Тур¹, Ю. С. Дордюк²

¹*Д. т. н., профессор, заведующий кафедрой технологии бетона и строительных материалов
УО «Брестский государственный технический университет»,
Брест, Беларусь, e-mail : profturvic@gmail.com*

²*К. т. н., заведующий кафедрой экономики и организации строительства
УО «Брестский государственный технический университет»,
Брест, Беларусь, e-mail : jul4onka@mail.ru*

Реферат

Представлена разработанная количественная оценка, основанная на применении инструментов нечеткой логики, применяемая для оценивания технического состояния по зафиксированным в процессе визуального предварительного обследования внешним признакам, таким как внешний вид бетона, наличие и ширина раскрытия трещин, степень коррозионного повреждения арматуры, относительные прогибы.

На основании принятых параметров предложена оригинальная форма диагностической карты для ввода данных по результатам обследования реальных объектов. Полученные результаты оценки реальных строительных объектов с применением разработанной методики показали достаточно хорошее совпадение с результатами, сформулированными высококвалифицированными специалистами.

Ключевые слова: количественная оценка, нечеткая логика, эксплуатируемые конструкции, предварительное обследование, диагностическая карта, техническое состояние.

DIAGNOSTIC PROTOCOL OF INPUT PARAMETERS FOR ASSESSMENT TECHNICAL CONDITION OF STRUCTURES BASED ON THE USE OF FUZZY LOGIC TOOLS

V. V. Tur, Y. S. Dardziuk

Abstract

A developed quantitative assessment based on the use of fuzzy logic tools is presented, which is used to assess the technical condition according to external features recorded during a visual preliminary examination, such as the appearance of concrete, the presence and width of cracks, the degree of corrosion damage to reinforcement, relative deflections. .

Based on the accepted parameters, an original form of a diagnostic protocol is proposed for entering data based on the results of examining real objects. The re-

sults of the assessment of real construction objects using the developed methodology showed a fairly good agreement with the results formulated by highly qualified specialists.

Keywords: quantitative assessment, fuzzy logic, exploited structures, preliminary survey, diagnostic protocol, technical condition.

Введение

Процедура обследования существующих конструкций является, в общем случае, довольно сложным процессом, содержащим целый ряд неопределенностей различного уровня. Следует отметить, что вопросу проведения обследования, а далее, и оцениванию технического состояния эксплуатируемых конструкций уделяется пристальное внимание как при разработке Еврокодов нового поколения (т.н. Еврокоды G2), так и национальных норм.

Это обусловлено с одной стороны тем обстоятельством, что современное общество декларировало реализацию стратегию устойчивого развития, в рамках которой рассматривается возможность реконструкции и применение по новому назначению старых существующих зданий взамен строительства новых, требующих добычи и переработки сырьевых материалов. С другой стороны, значительная часть конструктивных систем из бетона, возведенных в конце 60-х – начале 70-х годов прошлого столетия, исчерпала проектный срок службы и нуждается в соответствующей оценке, относящейся к перспективам их дальнейшего использования (рисунок 1). Таким образом, как обследование технического состояния, так и оценивание их надежности остается по-прежнему чрезвычайно важной проблемой.



Рисунок 1 – Административное здание до и после реконструкции, расположенное на перекрестке улиц Янки Купалы и Пионерской в г.Бресте

2 Процедура оценивания технического состояния конструкций

В общем случае процесс оценивания технического состояния существующих конструкций принято подразделять на три характерных этапа [1, 2]:

1. Предварительное обследование (т.н. получение «быстрого знания»). На этом этапе, который основывается главным образом на визуальной инспекции и некоторых базовых измерениях (испытаниях) на натурном объекте возможно установить начальное состояние конструкции и выработать дальнейшие действия (например, принять решение о проведении расширенного детального обследования);

2. Детальное обследование требуется в тех случаях, когда результаты, полученные на стадии предварительного обследования, неполные и должны быть дополнены более исчерпывающими данными, включая, например, фактические значения механических свойств материалов, степени износа, уровни повреждений, влияющие на сопротивление элементов конструкции или конструкции в целом. Работы этого этапа сопровождаются, как правило, проведением лабораторных испытаний или испытаний, проводимых непосредственно на площадке, с применением приборов неразрушающего контроля, отбором проб и натурных нагрузений.

3. Обработка и интерпретация данных, полученных в ходе обследования, позволяет произвести численную оценку надежности существующей конструкции.

Следует обратить внимание и еще на одно важное обстоятельство. Оценки, выполняемые на этапе визуального обследования, чаще всего являются субъективными и зависят от опыта и уровня квалификации специалиста, производящего инспекцию. Так, не всегда избыточная информация приводит к повышению уровня знания об обследуемом объекте, а может при увеличении затрат приводить к возрастанию неопределенностей. Разумный подход должен скорее ограничивать набор входных данных, выделяя из них наиболее значимые на основе критерия простой доступности (с англ. *criteria simple availability*).

В данном случае нечеткая логика (с англ. *fuzzy logic*) может рассматриваться как эффективный инструмент для обработки числовых данных и неопределенной информации с целью получения лингвистического описания состояния конструкции и прогноза ее дальнейшего поведения. Так, например, для этапа 1 (предварительное обследование) уровень неопределенности довольно высокий: доступная информация часто неполная или полностью отсутствует, косвенные данные, полученные без измерения, являются нечеткими и скорее подпадают под лингвистическую оценку. С этой точки зрения, нечеткая логика при наличии обоснованных функций принадлежности позволяет успешно трансформировать качественную оценку в лингвистические данные. Вместе с тем, как выбранные функции принадлежности, так и описательные правила должны базироваться не только на логических, но и физических взаимосвязях различных коррелируемых параметров, участвующих в оценивании технического состояния конструкции. В качестве таких параметров были выбраны следующие характеристики (параметры) состояния конструкции:

- внешний вид бетона, наличие и ширина раскрытия продольных коррозионных трещин в защитном слое;
- наличие и ширина раскрытия трещин нормального отрыва;

- степень коррозионного повреждения стальной арматуры;
- относительные прогибы.

Одним из наиболее важных элементов предварительного обследования является разработка экспертной системы, позволяющих классифицировать категорию состояния существующей конструкции. В связи с этим, актуальным и важным вопросом является разработка адекватной экспертной системы, применяемой для оценивания технического состояния по зафиксированным в процессе визуального (общего) предварительного обследования внешним признакам.

Как отмечалось выше, одним из основных условий разработки такой системы является сохранение логических связей между принятыми основными базовыми переменными. Нами были проведены исследования, касающиеся установления базовых зависимостей, связывающие параметры силового и коррозионного трещинообразования (ширину раскрытия, расположение, протяженность трещин) существующих конструкций из железобетона со степенью коррозионного повреждения арматуры, уровнем деградации прочности сцепления по контакту бетона и корродирующего арматурного стержня, прогибом конструктивных элементов [3]. Полученные зависимости, связывающие основные базисные переменные и соответствующие диапазоны их граничных значений, легли в основу разработки базы данных, которая состоит из 98 нечетких правил [4].

3 Диагностическая карта для ввода исходных данных

На основании принятых параметров состояния конструкции и установленных диапазонов изменения их соответствующих граничных значений предложена оригинальная форма диагностической карты для ввода исходных данных по результатам обследования реальных объектов (см. таблицу 1).

Таблица 1. – Диагностическая карта для ввода исходных данных по результатам обследования реальных объектов

Этап «Визуальная инспекция»				
Конструкция				
Общее описание конструкции				
Распространение нормальных/наклонных трещин	Показатель – протяженность повреждений линейного размера, в % от длины пролета			
	нет	единичное	многочисленное	массовое
	0	0,5–10	10–40	>40
<i>Результаты обследования</i>				
Положение нормальных/наклонных трещин	Показатель – положение в пролете			
	нет	в средней зоне	затрудняюсь ответить	в приопорной зоне
	0	1	1,5	2
<i>Результаты обследования</i>				
Распространение продольных коррозионных трещин	Показатель – протяженность повреждений линейного размера, в % от длины пролета			
	нет	локальное	частичное	сплошное
	0	0,5–10	10–40	>40
<i>Результаты обследования</i>				

Продолжение таблицы 1

Наличие коррозионных повреждений	Показатель – наличие повреждений			
	нет	затрудняюсь ответить	есть	
	0	0,5	1	
<i>Результаты обследования</i>				
Поверхностные повреждения бетона ¹⁾	Показатель – наличие повреждений			
	нет	затрудняюсь ответить	есть	
	0	0,5	1	
<i>Результаты обследования</i>				
Распространение продольных силовых трещин в сжатой зоне	Показатель – наличие повреждений			
	нет	затрудняюсь ответить	есть	
	0	0,5	1	
<i>Результаты обследования</i>				
Уровень повреждения конструкции				
Этап «Базовые испытания»				
Характеристика конструкции	Показатели			
	Длина конструкции, <i>l</i> , мм			
	Высота конструкции, <i>h</i> , мм			
	Толщина защитного слоя бетона, <i>c</i> , мм			
	Диаметр арматурного стержня, \varnothing , мм			
БЕТОН				
Отношение толщины защитного слоя бетона к диаметру арматурного стержня, <i>c/∅</i>	Показатель – отношение <i>c/∅</i>			
	малое	среднее	большое	
	<1	1–3	>3	
<i>Результаты обследования</i>				
Образование трещин нормального отрыва	Показатель – ширина раскрытия трещины нормального отрыва			
	малая	допустимая	превышенная	чрезмерная
	не более 0,05 мм	от 0,05 до 0,4 мм	от 0,4 до 1 мм	более 1 мм
<i>Результаты обследования</i>				
Образование продольных коррозионных трещин	Показатель – ширина раскрытия трещины продольной коррозионной			
	малая	ограниченная	чрезмерная	
	не более 0,05 мм	от 0,05 до 1 мм	более 1 мм	
<i>Результаты обследования</i>				
АРМАТУРА				
Степень коррозионного повреждения	Показатель – потеря массы арматурного стержня			
	малая	средняя	большая	
	до 1 %	от 1 до 3 %	более 3%	
<i>Результаты обследования</i>				
ДЕФОРМАЦИИ, ПЕРЕМЕЩЕНИЯ				
Прогибы, перемещения	Показатель – относительный прогиб			
	малый	допустимый	превышенный	чрезмерный
	не более 1/900	от 1/900 до 1/250	от 1/250 до 1/50	более 1/50
<i>Результаты обследования</i>				

Окончание таблицы 1

Уровень повреждения конструкции			
Наличие проектной документации ²⁾	нет	частичное	есть
	0	от 0 до 1	1
Класс повреждения конструкции			
Примечания: 1. Поверхностные повреждения бетона характеризуются изменением цвета и замасливанием поверхности бетона; появлением натечных образований (высолов, сталактитов и т.п.); шелушением, разрыхлением или выкрашиванием бетона, выколами, сколами или истиранием поверхности бетона; кавернами, раковинами, пустотами, инородными включениями в бетоне; повреждениями, вызванными морозной деструкцией, температурными воздействиями и др. 2. Параметр наличие проектной документации включает анализ объема предоставленной проектной, исполнительной и эксплуатационной документации, изучение условий эксплуатации и др.			

Результаты оценки существующего здания с несущими сборными железобетонными элементами и кладочными стенами представлены в качестве примера реализации предлагаемой методики количественной оценки.

Описание конструкций. Основным несущим элементом является сборная железобетонная балка со следующими геометрическими параметрами: высота 450 мм, ширина ребра 120 мм, ширина полки 200 мм и длина пролета 6 м. Продольная рабочая арматура 2Ø22 В400, толщина защитного слоя бетона 22 мм (отношение $c/\varnothing=1$). Сборные ребристые плиты имеют размеры в плане 1,5х6 м и высоту сечения 300 мм. Продольная рабочая арматура Ø16 В400, толщина защитного слоя бетона 32 мм (отношение $c/\varnothing=2$).

Оценочные значения, полученные в результате визуальной инспекции и базовых испытаний при анализе балок покрытия, перечислены в диагностической карте (таблица 2).

Таблица 2. – Пример записи исходных данных при анализе балок покрытия

Этап «Визуальная инспекция»					
Конструкция	Балки покрытия				
Общее описание конструкции	Конструкция пролетом 6 м, высота сечения 450 мм, ширина ребра 120 мм. Рабочая арматура 2Ø22 А-III, толщина защитного слоя бетона 22 мм				
Распространение нормальных/наклонных трещин	Показатель – протяженность повреждений линейного размера, в % от длины пролета				
	нет	единичное	многочисленное	массовое	
	0	0,5–10	10–40	>40	
<i>Результаты обследования</i>			35%		
Положение нормальных/наклонных трещин	Показатель – положение в пролете				
	нет	в средней зоне	затрудняюсь ответить	в приопорной зоне	в средней и приопорной зоне
	0	1	1,5	2	3
<i>Результаты обследования</i>					×

Продолжение таблицы 2

Распространение продольных коррозионных трещин	Показатель – протяженность повреждений линейного размера, в % от длины пролета			
	нет	локальное	частичное	сплошное
	0	0,5–10	10–40	>40
<i>Результаты обследования</i>	×			
Наличие коррозионных повреждений	Показатель – наличие повреждений			
	нет	затрудняюсь ответить	есть	
	0	0,5	1	
<i>Результаты обследования</i>			×	
Поверхностные повреждения бетона	Показатель – наличие повреждений			
	нет	затрудняюсь ответить	есть	
	0	0,5	1	
<i>Результаты обследования</i>			×	
Распространение продольных силовых трещин в сжатой зоне	Показатель – наличие повреждений			
	нет	затрудняюсь ответить	есть	
	0	0,5	1	
<i>Результаты обследования</i>	×			
Уровень повреждения конструкции		1 (критический)		
Этап «Базовые испытания»				
Характеристика конструкции		Показатели		
		Длина конструкции, <i>l</i> , мм		6000
		Высота конструкции, <i>h</i> , мм		450
		Толщина защитного слоя бетона, <i>c</i> , мм		22
		Диаметр арматурного стержня, \varnothing , мм		22
БЕТОН				
Отношение толщины защитного слоя бетона к диаметру арматурного стержня, <i>c/Ø</i>	Показатель – отношение <i>c/Ø</i>			
	малое	среднее	большое	
	<1	1–3	>3	
<i>Результаты обследования</i>		1		
Образование трещин нормального отрыва	Показатель – ширина раскрытия трещины нормального отрыва			
	малая	допустимая	превышенная	чрезмерная
	не более 0,05 мм	от 0,05 до 0,4 мм	от 0,4 до 1 мм	более 1 мм
<i>Результаты обследования</i>			0,8 мм	
Образование продольных коррозионных трещин	Показатель – ширина раскрытия трещины продольной коррозионной			
	малая	ограниченная	чрезмерная	
	не более 0,05 мм	от 0,05 до 1 мм	более 1 мм	
<i>Результаты обследования</i>	0			
АРМАТУРА				
Степень коррозионного повреждения	Показатель – потеря массы арматурного стержня			
	малая	средняя	большая	
	до 1 %	от 1 до 3 %	более 3%	
<i>Результаты обследования</i>	0			

Окончание таблицы 1

ДЕФОРМАЦИИ, ПЕРЕМЕЩЕНИЯ				
Прогибы, перемещения	Показатель – относительный прогиб			
	малый	допустимый	превышенный	чрезмерный
	не более 1/900	от 1/900 до 1/250	от 1/250 до 1/50	более 1/50
Результаты обследования			1/120	
Уровень повреждения конструкции		1 (критический)		
Наличие проектной документации	нет		частичное	есть
	0		от 0 до 1	1
	×			
Класс повреждения конструкции		3 (неработоспособное состояние)		

В таблице 3 представлены результаты оценки исследуемого здания с использованием предложенного алгоритма, реализованного с помощью *Fuzzy Logic MatLab Toolbox*.

Таблица 3. – Сравнение результатов

Конструктивный элемент	Результаты, полученные с использование системы экспертных оценок	Результаты, приведенные в отчетах об обследовании
Балки покрытия	неработоспособное состояние	неработоспособное состояние
Плиты покрытия	неработоспособное состояние	неработоспособное состояние

4 Заключение

Таким образом, как видно из таблицы 3, полученные результаты соответствуют оценке, сформулированной высококвалифицированными экспертами.

Список цитированных источников

1. Надежность строительных конструкций. Общие принципы = Надзейнасць будаўнічых канструкцый. Агульныя прынцыпы : СТБ ISO 2394-2007 (ISO 2394:1998, IDT). – Введ. 01.07.08. – Минск : Госстандарт, 2008. – 72 с.

2. Основы проектирования конструкций. Оценка существующих конструкций = Асновы праектавання канструкцый. Ацэнка існуючых канструкцый : СТБ ISO 13822-2017 (ISO 13822:2001, IDT). – Введ. 01.10.17. – Минск : Госстандарт, 2017. – 48 с.

3. Tur, V. V. Influence of the reinforcing bar corrosion level on the flexural crack's width in the existing structure / V. V. Tur, Y. S. Yalavaya // Modern Engineering. – 2019. – Vol. 1. – P. 1–9.

4. Tur, V. V. Assessment of existing reinforced concrete structures with usage of the fuzzy logic – based expert system / V. V. Tur, Y. S. Yalavaya // Строительство и реконструкция. – 2019. – № 5 (85). – С. 74–84.

Reference

1. Nadejnost stroitelnih konstrukcii. Obschie principii = Nadzeinasc budaŭnichih kanstrukcii. Agulniya principii : STB ISO 2394-2007 (ISO 2394:1998, IDT). – Vved. 01.07.08. – Minsk : Gosstandart, 2008. – 72 s.

2. *Osnowy proektirovaniya konstrukcii. Ocenka suschestvuyuschih konstrukcii = Asnowy praektavannya kanstrukcii. Acenka isnuyuchih kanstrukcii : STB ISO 13822-2017 (ISO 13822:2001, IDT). – Vved. 01.10.17. – Minsk : Gosstandart, 2017. – 48 s.*

3. Tur, V. V. Influence of the reinforcing bar corrosion level on the flexural crack's width in the existing structure / V. V. Tur, Y. S. Yalavaya // *Modern Engineering*. – 2019. – Vol. 1. – P. 1–9.

4. Tur, V. V. Assessment of existing reinforced concrete structures with usage of the fuzzy logic – based expert system / V. V. Tur, Y. S. Yalavaya // *Stroitelstvo i rekonstrukciya*. – 2019. – № 5 (85). – S. 74–84.

УДК 691:75

ВЛИЯНИЕ ГОРЯЧЕГО ЦИНКОВАНИЯ НА ХРУПКОЕ РАЗРУШЕНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПРИМЕРЕ ТРАНСПОРТНОГО КОМПЛЕКСА «UST»

А.Э. Юницкий¹, Ф.А. Верёвка², С.А. Городник³, Р.А. Малахов⁴

¹ *Генеральный конструктор ЗАО «Струнные технологии», Минск, Беларусь*

² *Магистр технических наук, ассистент кафедры «Строительные конструкции имени Тимофея Максимовича Пецоляда», инженер-проектировщик ЗАО «Струнные Технологии», Минск, Беларусь, verevka.fedor@mail.ru*

³ *Главный инженер ЗАО «Струнные технологии», Минск, Беларусь*

⁴ *Начальник отдела «Конструкции железобетонные» ЗАО «Струнные технологии» Минск, Беларусь*

Реферат

Одним из наиболее распространенных и эффективных способов защиты металлических конструкций от коррозии является горячее цинкование, однако в ряде научных работ отмечается, что технологический процесс данного вида антикоррозионной защиты способен негативно влиять на прочностные характеристики металлического изделия.

В статье выполнен обзор литературных источников, отмечающих возможные причины возникновения ряда повреждений внутренней структуры стальных элементов в результате горячего цинкования. Выполнен анализ рекомендаций нормативных документов по выполнению антикоррозионной защиты горячим цинкованием. Приведены примеры и выявлены наиболее вероятные причины хрупкого разрушения стальных элементов в результате горячей оцинковки. Даны рекомендации по возможному предотвращению негативных последствий, связанных с горячим цинкованием, как на этапе изготовления металлоконструкций, так и на этапе производства работ.

Ключевые слова: хрупкое разрушение, горячее цинкование, концентрация напряжений, остаточные напряжения, сварочные напряжения.

INFLUENCE OF HOT-DIP GALVANIZING ON BRITTLE FRACTURE OF STEEL STRUCTURES ON THE EXAMPLE OF THE «UST» TRANSPORTATION COMPLEX

A.E. Unitsky, F.A. Viarouka, S.A. Gorodnik, R.A. Malakhau

Abstract

One of the most common and effective ways to protect metal structures from corrosion is hot-dip galvanizing, however, in a number of scientific articles it is noted that the technological process of this type of anti-corrosion protection can negatively affect the strength characteristics of a metal product.

The article reviews the literature sources that indicate the possible causes of a number of failures of the internal structure of steel elements as a result of hot-dip galvanizing. The analysis of the recommendations of normative documents (codes) on the implementation of anti-corrosion protection by hot-dip galvanizing has been carried out. Examples are given and the most probable causes of brittle fracture of steel elements as a result of hot-dip galvanizing are identified. Recommendations are given on the possible prevention of negative consequences associated with hot-dip galvanizing, both at the stage of manufacturing steel structures and at the stage of work on construction site.

Key words: brittle fracture, hot dip galvanizing, stress concentration, residual stresses, welding stresses.

Введение

При проектировании строительных конструкций, как правило, особое внимание уделяется расчетам предельных состояний (несущей способности и эксплуатационной пригодности) при рассмотрении конкретных моделей сопротивления (изгиб, сжатие и т.д.), при этом в соответствующих нормативных документах заранее заложена предпосылка качественного изделия, отвечающего всем необходимым производственным стандартам. Однако, несмотря на существенное развитие нормативно-технической базы, как в отечественной, так и в зарубежной практике возникают случаи, когда только что изготовленное в соответствии со всеми необходимыми стандартами и готовое к монтажу изделие при более точном осмотре / обследовании не удовлетворяет требованиям по изготовлению данных конструктивных элементов. На примере стальных элементов при отсутствии приложения эксплуатационных нагрузок в качестве наиболее распространенных дефектов можно назвать глубинные трещины металла в местах концентрации напряжений: околошовная зона; места расположения отличной от круглой формы отверстий и т.д. В качестве одного из значимых/возможных и недостаточно изученных факторов возникновения подобного рода дефектов отечественными и зарубежными исследователями отмечаются технологические особенности антикоррозионного покрытия стальных элементов методом горячего цинкования.

Горячее цинкование погружением является очень важным производственным процессом и используется для защиты стали от коррозии уже более 250 лет. Несмотря на то, что согласно п. 8.3.7 СН 2.01.07-2020 [1]:«...Выбор

конструкций для горячего цинкования осуществляют при технико-экономическом обосновании, исходя из требований обеспечения необходимого их уровня качества и надежности, рационального использования материальных и топливно-энергетических ресурсов», в ряде отечественных и зарубежных источниках отмечается, что процесс горячего цинкования считается более экономичным и эффективным в долгосрочной перспективе по сравнению с защитой при помощи лакокрасочных покрытий [2]. Также в ряде стран Персидского залива (ОАЭ, Саудовская Аравия и т.д.) с такой агрессивной наружной средой, как соленые пески, при адаптации проектной документации в местных инспектирующих органах, настоятельно указывают на применение исключительно горячего цинкования, как способа защиты от коррозии.

За время применения горячего цинкования были разработаны отечественные и зарубежные требования и рекомендации, связанные с осуществлением данного технологического процесса. Данные требования призваны гарантировать не только качество цинкового покрытия (отсутствие отшелушивания и растрескивания цинкового покрытия и т.д.), но и сохранение исходных физико-механических характеристик стального изделия (например, требуемые значения предела текучести / предела прочности стали), на которое наносится данный вид покрытия. Стоит отметить, что согласно положениям данных документов, на качество горячеоцинкованного покрытия влияют не только технологические условия (процесс очистки, температурный режим и т.д.), но и химический состав сталей (ограничения по содержанию ряда химических элементов), однако можно отметить, что данные рекомендации не в полной мере способствуют качественному осуществлению процесса горячего цинкования, о чем свидетельствует анализ результатов хрупкого разрушения стальных элементов в момент до приложения эксплуатационных нагрузок.

Таким образом возникает актуальная задача по усовершенствованию рекомендаций, по проведению технологического процесса горячего цинкования; по разработке дополнительных требований, связанных с составом стали и с технологией производства стальных элементов, способствующим снижению концентрации напряжений с целью максимального сокращения дефектообразования при горячем цинковании.

1 Обзор основных отечественных и зарубежных нормативных документов, регламентирующих применение горячего цинкования

На территории стран ЕС технологические требования к качеству осуществления процесса горячего цинкования указаны в EN ISO 1460 [3], EN ISO 1461 [4]. Требования к конструкциям, подвергающимся горячей оцинковке приведены в EN ISO 14713 [5] (наиболее информативный документ).

Общеизвестным является влияние содержания кремния (Si) и фосфора (P) на качество и толщину цинкового покрытия за счет продолжительной химической реакции между железом и расплавленным цинком. Содержание углерода (C) также является значимым, т.к. содержание данного химического элемента оказывает влияние непосредственно на прочностные характеристики стали, качество свариваемости и т.д. Требования по содержанию как Si и P, так и C указаны в стандартах конструкционных сталей EN 10025 – 1-6 [6].

На территории США для контроля горячеоцинкованных покрытий используют ASTM A123 [7], ASTM A153 [8]. При сравнении двух стандартов, ISO 1461 и ASTM A123 и A153 можно отметить, что различия по основному параметру: минимальной требуемой толщине цинкового покрытия невелико, однако в ASTM приводятся несколько большие значения данного параметра. Таким образом выполнение требований ASTM A123, ASTM A153 автоматически гарантирует выполнение аналогичных требований ISO 1461. Также в ASTM существует градуирование покрытия по маркам [т. 2 ASTM A123], приводится градация значений минимальных толщин цинкового покрытия для различных стальных изделий: для стержней и полос; труб и др., что отсутствует в ISO 1461.

На территории РФ в качестве основных применяются следующие документы: ГОСТ 9.307-89 (ИСО 1461-89) [9], ГОСТ 9.303-84 [10] также в разделе 19 СП 53-101-98 [11] приводятся дополнительные правила при осуществлении антикоррозионной защиты горячим цинкованием.

На территории РБ в соответствии с СН 2.01.07-2020 защиту от коррозии стальных конструкций методом горячего цинкования необходимо осуществлять в соответствии с СТБ ISO 14713 [12-14] и СТБ EN 1090-2 [15]. Также общие требования и методы контроля горячеоцинкованных элементов приведены в ГОСТ 9.307-89. Требования к строительным сталям по химсоставу как на территории РФ, так и на территории РБ приведены в ГОСТ 27772 [16].

Стоит отметить, что на территории РБ и РФ также встречаются локальные нормативные документы, устанавливающие дополнительные требования как непосредственно к самим конструкциям, так и к подготовке их покрытий до осуществления процесса горячего цинкования. Среди подобных документов можно выделить требования таких предприятий, как ГП «Конус», ОАО «РМЗ», ПАО «Челябинский цинковый завод». Данные «локальные» требования являются одними из наиболее ценных и полезных для проектировщиков в отношении понимания наиболее значимых факторов, которые должен предусмотреть инженер на стадии проектирования изделия с учетом возможности его последующей качественной оцинковки. Так в данных документах приводятся конкретные рекомендации по расположению технологических дренажных отверстий, предназначенных для всестороннего проникновения цинкового раствора с последующим качественным его сливом во время извлечения изделия из цинковой ванны; даны более конкретные требования к сварным соединениям, в том числе и к наличию нахлесточных соединений, недопустимые дефекты сварных соединений и ряд других полезных проектировщику конкретных рекомендаций.

2 Механизмы разрушения стальных элементов после горячего цинкования

Целью этого раздела является получение общего представления о возможных механизмах разрушения, которые наблюдались при горячем цинковании стальных конструкций погружением, путем обзора соответствующей литературы.

Согласно [2, 17] при исследовании разрушения горячеоцинкованных элементов отмечаются три основных механизма охрупчивания:

- Жидкометаллическое охрупчивание (liquid metal embrittlement) — охрупчивание, вызываемое действием на твердое тело жидкого металла, проявляется в виде многократного падения прочности, повышения хрупкости элемента, снижения его долговечности;

- Водородное охрупчивание (hydrogen embrittlement) — в результате операции травления перед флюсованием, а затем и горячим цинкованием высокопрочная сталь может быть склонна к появлению трещин, вызываемых водородом;

- Охрупчивание, связанное со «старением» стали (strain ageing embrittlement)

В работах [2, 17] отмечается, что растрескивание наблюдалось в сталях с пределом текучести более 1000 МПа, также после процесса горячего цинкования наблюдались разрушения крепежных элементов из высокопрочной стали, при этом для крепежных элементов без цинкового слоя подобных разрушений не наблюдалось. Эти данные резонируют с положениями п. 6.5.4 EN 14713-2, где отмечается, что стали с пределом текучести более 650 МПа могут обладать внутренними напряжениями такой величины, что травление и последующая горячая оцинковка могут увеличить риск образования трещин стали. Некоторые дефекты сварных конструкции после горячего цинкования описаны в [6-9].

В качестве основных причин возникновения дефектов указывают такие параметры, как высокие остаточные напряжения, местные пластические деформации и местное охрупчивание, вызванное процессом травления перед горячим цинкованием. Касательно механизма охрупчивания, связанного со «старением» стали, в п. 7.4.1.1 EN 10025 отмечается, что с увеличением толщины изделия возможно появления холодного растрескивания, которое может быть вызвано совокупностью следующих факторов: наличием диффундирующего водорода в металле сварного шва; хрупкостью структуры зоны термического влияния (HAZ — heat affecting zone); значительными концентрациями растягивающих напряжений в сварных швах. Однако, в то же время, согласно данным п. 6.5.3 EN 14713-2 твердость как сварного шва, так и зоны термического влияния (HAZ) строительных сталей не превышает значений 340 HV (34 HRC), как следствие данные зоны не должны охрупчиваться при травлении. Также отдельного внимания заслуживает то, что п. 6.5.4 EN 14713-2 говорит о том, что риски, связанные с охрупчиванием стали при старении связаны в большей степени с ее холодной обработкой, как следствие, чтобы снизить данные риски необходимо в первую очередь свести к минимуму локальную холодную деформацию, а также выбирать сталь с большим значением ударной вязкости. При это значение ударной вязкости напрямую связано с толщиной стального элемента, что также позволяет задуматься о необходимости разработки рекомендаций по горячему цинкованию с учетом и этого параметра.

В период 2000-2006 гг. на территории Великобритании был обнаружен ряд случаев возникновения серьезных эксплуатационных трещин в оцинкованных стальных конструкциях. В результате английскими исследователями была принята попытка систематизировать данные анализа 1011458 тонн горячеоцинкованных изделий с различных заводов Великобритании за 5 летний период [17]. Из данной выборки 560000 тонн представляли собой строительные стальные конструктивные элементы: разные виды проката, предназначенные для строительства стальных каркасов зданий различного назначения, крепежные изделия и тд. Авторами исследования [17] отдельно подчеркивается, что все элементы были подвергнуты тщательному визуальному контролю в соответствии с положениями национального документа BCSA-GA, сам цинковый расплав, в кото-

рый были погружены данные элементы также полностью удовлетворял требованиям данного стандарта, что исключало влияние не качественного покрытия. Рассматривались дефекты, которые были зафиксированы после процесса горячей оцинковки и не были выявлены ни одной из проверок непосредственно перед горячим цинкованием. Исследования совпали с этапом активного изготовления крупногабаритных элементов (сегментов ферм и т.д.); разная толщина элементов, соединенных в единую конструкцию; использованием сталей повышенной прочности, а также с применением новых цинковых сплавов и различных методик погружения элементов.

В результате анализа были получены следующие данные: общий тоннаж треснувших стальных элементов как строительного, так и иного назначения составил 0,033%. Процент дефектных строительных стальных конструкций составил 0,026%, а не строительных — 0,043%. Таким образом риск хрупкого разрушения вследствие применения технологии горячей оцинковки у конструкционных (строительных) сталей на 40% ниже, чем у машиностроительных. Также было отмечено, что риск трещинообразования сталей S275 не имеет существенных отличий в сравнении со сталью S355, однако авторами не приводятся данные по относительной частоте применения указанных сталей.

Основная информация вышеупомянутого исследования [17] — анализ выборки дефектных элементов показал, что подавляющее большинство дефектов было выявлено в непосредственной зоне сварных швов (78%), а также в других местах концентрации напряжений: в местах выколов и острых отверстий — 12%; в местах с изгибными локальными дефектами и с учетом некачественного материала — 10%.

Таким образом в исследовании [17] подчеркивается, что жидкометаллическое охрупчивание нельзя однозначно назвать первопричиной хрупкого разрушения стальных элементов во время горячей оцинковки, но, в большей степени, жидкометаллическое охрупчивание является фактором дальнейшего распространения трещины, когда в стальной конструкции, подлежащей цинкованию, уже существует зарождающийся трещиноподобный дефект или область, подверженная трещинообразованию. Также приводятся данные о том, что общий процент

3 Описание некоторых дефектов, обнаруженных после горячей оцинковки, из опыта проектирования компании UST

В данном разделе приведен практический пример хрупкого разрушения балочного элемента транспортной инфраструктуры, инициированного горячим цинкованием, с которым столкнулась компания UST при строительстве своих объектов на Ближнем Востоке.

Балочные элементы изготовлены из профилей HE B 600 стали S355JR, имеют длину 8200 мм с толщиной полки 30 мм. К полке в середине пролета методом полуавтоматической сварки в стык с v-образной разделкой кромки была приварена пластина толщиной 40 мм.

В результате приемочного осмотра на строительной площадке были обнаружены трещины, расположенные вблизи указанных сварных швов. При последующем контроле в аналогичных элементах и в аналогичных местах: в местах

сварного заводского соединения закладного элемента в виде плиты толщиной 40 мм с полкой балки толщиной 30 мм также были обнаружены трещины схожей структуры (в некоторых элементах требовалось дополнительное снятие цинкового покрытия для обнаружения данных дефектов, т.к. глубинные трещины визуально не просматривались).

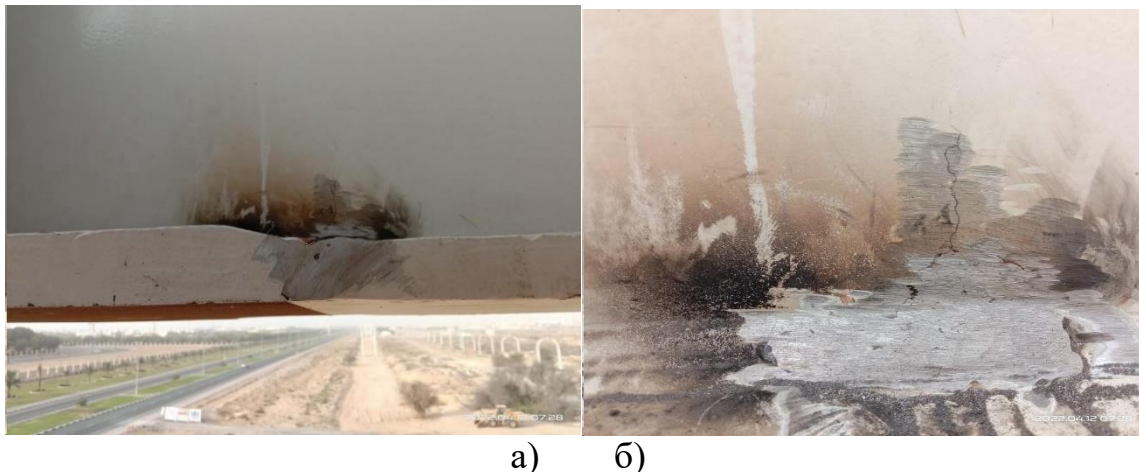


Рисунок 1 — Примеры дефектов сварных швов и стенки стального балочного элемента, выявленных после горячего цинкования (а) –дефект сварного шва; б) – дефект стенки балки)

Анализ химсостава и физико-механических характеристик образцов, вырезанных из стальных балок, показал отсутствие каких-либо нарушений качества стали по химсоставу, а также отсутствие недопустимых отклонений по прочностным характеристикам.

Принимая во внимание данные химанализа и физико-механических испытаний образцов, вырезанных из балочных элементов, в качестве наиболее вероятной причины возникновения указанных дефектов можно назвать нарушение технологии сварки: последовательность сварки, количество проходов; предварительный прогрев металла перед сваркой (при необходимости) особенно при сварке «толстых» элементов, игнорирование выводных планок, надлежащее закрепление в стапелях/прихватках/зажимах, и т.д.. Нарушение технологии сварки могло стать причиной возникновения остаточных напряжений, что в свою очередь сказалось при дальнейшем осуществлении процесса горячего цинкования. Стоит отметить, что в местах обнаружения трещин, эстетические характеристики поверхности изделий были удовлетворительными., т.е. отсутствовали подтеки, наплывы и прочие неравномерности толщины антикоррозионной защиты.

4. Рекомендации по осуществлению антикоррозионного покрытия для стальных элементов

Ниже в виде блок-схемы представлена инструкция по выбору способа получения покрытия, устанавливающая требования к выбору способа получения покрытия, предназначенного для использования на стальных элементах рельсовых транспортных средств, рельсо-струнных эстакад и других стальных элементах струнных транспортных систем, разрабатываемых компанией UST.

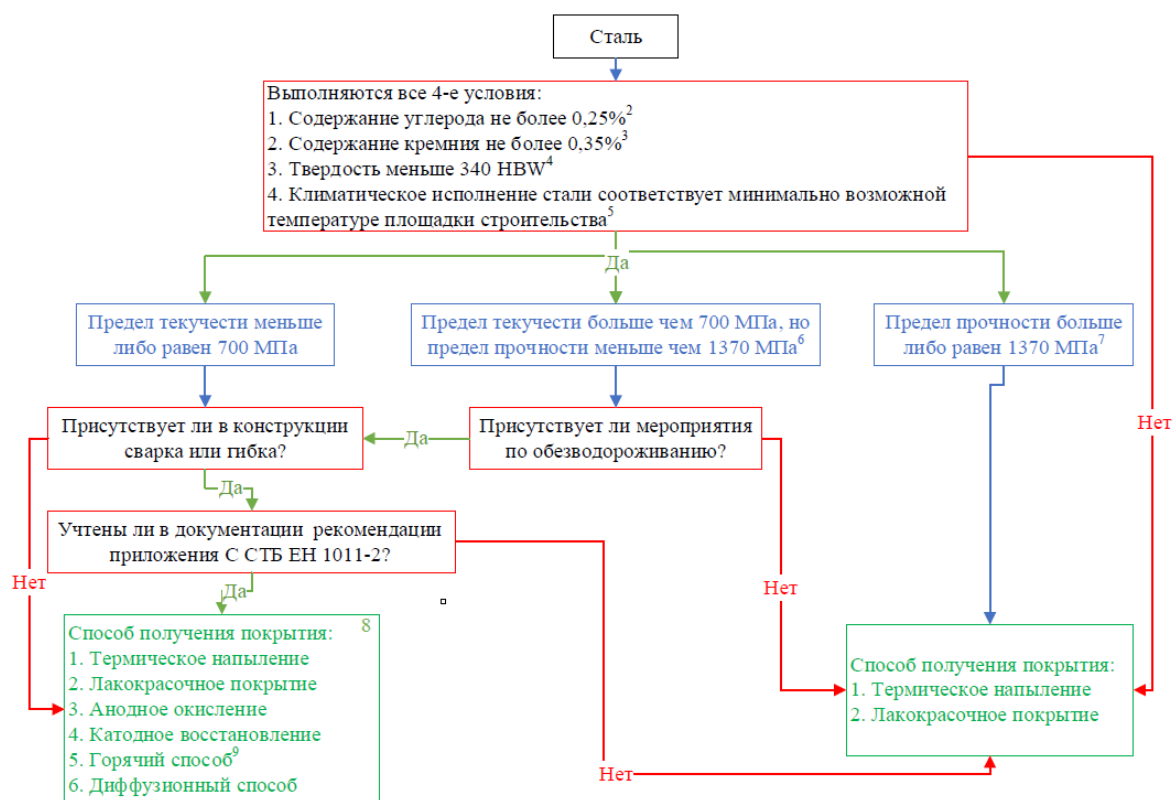


Рисунок 2 —Блок-схема по выбору способа получения покрытия, рекомендуемая к применению в компании «UST»

Разъяснения верхних индексов блок-схемы, изображенной на рисунке 2 представлены ниже:

1 Рекомендации по выбору способа получения покрытия разработаны на основе статьи «Problems with reliability and safety of hot dip galvanized steel structures» [1].

2 Содержание углерода меньше 0,25% является границей малоуглеродистых сталей. Данная предпосылка может быть обсуждаемой, но в соответствии с опытом производителей цинкуются удовлетворительно стали с таким содержанием углерода.

3 Максимальное содержание кремния для определения классов пригодности к горячему цинкованию согласно EN 10025.

4 При большем значении твердости возможны явления растрескивания согласно EN ISO 14713-2.

5 Для катодного восстановления, горячих и диффузионных покрытий рекомендуется принимать климатическое исполнение с более жесткими условиями по EN 10025. Например, при температуре эксплуатации минус 10°C следовало бы принять значение ударной вязкости при минус 20°C, но согласно данной методике необходимо принять значение ударной вязкости при минус 40°C.

6 По опыту производителей изделия с пределом прочности выше 1000 МПа, что приблизительно соответствует пределу текучести в 700 МПа, цинковать (кроме диффузионного покрытия) запрещено без специальных мероприятий. Так согласно п 6.5.2 EN ISO 14713-2: «...*(стали с пределом текучести более*

650 МПа) могут содержать внутренние напряжения такой величины, что травление и горячее цинкование могут увеличить риск образования трещин стали в ванне горячего цинкования.....Необходима консультация специалиста-гальваника, когда проводится горячее цинкование таких сталей».

7 Согласно данным п 1.5 приложения 3 ГОСТ 9.303 стали с пределом прочности выше 1380 МПа цинкованию не подлежат.

8 Классификация способов получения покрытия соответствует ГОСТ 9.306.

9 Состояние сталей при поставках согласно СТБ EN 10025-6 или EN 10025-6. Например, для стали S690 состояние поставки должны быть согласно п.7.4.3 EN 10025-6.

Заключение

На основании анализа ряда отечественных и зарубежных источников основными механизмами разрушения горячеоцинкованных изделий можно назвать: жидкометаллическое охрупчивание, водородное охрупчивание вследствие старения стали.

Стоит отметить, что данные механизмы разрушения в значительной степени возникают вследствие других более значимых факторов, в роли которых выступают:

- неуравновешенные остаточные напряжения возникающие в результате сварки, холодной гибки, термической и механической резки стальных изделий;
- наличие таких концентраторов напряжений, как острые вырезы, разная толщина элементов (с отношением толщин более 2).
- наличием своевременно не выявленных дефектов сварных соединений.

Таким образом можно сказать, что во многом благодаря особенностям своей технологической реализации (химическое воздействие на стальной элемент при операции травления, температурное воздействие при непосредственном погружении в цинковый раствор) процесс горячего цинкования является своеобразным катализатором, в большей степени способствующим выявлению нарушений технологии изготовления стальных элементов, нежели самостоятельным фактором возникновения дефектов, связанных с хрупким разрушением стальных конструкций. Однако положительным является тот факт, что учет опыта возникновения данных дефектов после процесса горячего цинкования может послужить хорошей основой для усовершенствования технологий изготовления стальных конструкций: усовершенствование методик наложения сложных сварных швов, ужесточение требований к контролю, повышение качества обработки кромок после термической резки и т.д.

В статье приведена блок-схема по выбору способа получения покрытия, по возможности, учитывающая большинство факторов, влияющих на качественный результат, связанный с нанесением антикоррозионного покрытия и рекомендуемая к применению в компании «UST»,

Для проектировщиков авторами статьи приводятся следующие краткие рекомендации, которые способны повлиять на более качественное производство процесса горячего цинкования:

1. Для ответственных конструкций, в качестве первичной меры, рекомендуется указывать марку стали исходя из ее ударной вязкости (должна быть одина-

кова для всей конструкции). Наиболее предпочтительными являются стали J0, J2 и выше. Данная рекомендация не гарантирует полное исключение проблем при горячем цинковании, но может значительно снизить шанс появления дефектов.

2. Необходимо руководствоваться «локальными» требованиями профильных предприятий по горячему цинкованию, с четким соблюдением их рекомендаций по конструированию.

3. Для исключения либо уменьшения напряжений в местах возможных концентраторов обязательным является разработка технологической карты на сварку металлоконструкций, с обязательным указанием последовательности формирования сварных швов, дополнительном прогреве и др.

4. При производственных возможностях предприятия и наличии квалифицированных специалистов рекомендуется произвести расчет с использованием специализированных КЭ программных комплексов по учету остаточных напряжений и их влияния на результат горячего цинкования.

5. При крупносерийном производстве и/или реализации сложных конструктивных решений необходимо изготовить ряд экспериментальных образцов, горячая оцинковка которых позволит дать более объективную оценку о возможности применения данных решений с позиции дальнейшей горячей оцинковки.

Список цитируемых источников

1. СН 2.01.07-2020 Защита строительных конструкций от коррозии. – Введ. 31.12.2020. – М: Минстройархитектуры, 2020. - 69 с.

2. Problems with reliability and safety of hot dip galvanized steel structures. Mraz, L. and Lesay, J.. Soldag. Insp. (Impr.) 2009, vol.14, n.2, pp.184-190. ISSN 0104-9224 [Electronic resource] – Mode of access: https://www.researchgate.net/publication/245406517_Problems_with_reliability_and_safety_of_hot_dip_galvanized_steel_structures/link/552fa0760cf21cb2faf00854/download. – Date of access: 20.04.2022.

3. EN ISO 1460 Metallic coatings - Hot dip galvanized coatings on ferrous materials - Gravimetric determination of the mass per unit area [Electronic resource] – Mode of access: <https://www.en-standard.eu/une-en-iso-1460-2021-metallic-coatings-hot-dip-galvanized-coatings-on-ferrous-materials-gravimetric-determination-of-the-mass-per-unit-area-iso-1460-2020/> – Date of access: 20.04.2022.

4. EN ISO 1461 Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles – Specifications and test methods [Electronic resource] – Mode of access: <https://www.iso.org/obp/ui/#iso:std:iso:1461:ed-4:v1:en> – Date of access: 20.04.2022.

5. EN ISO 14713 Zinc coatings — Guidelines and recommendations for the protection against corrosion of iron and steel in structures (Seria of standarts) [Electronic resource] – Mode of access: <https://cdn.standards.iteh.ai/samples/71135/055c153383854f9a9e2312714c82bcff/ISO-14713-1-2017.pdf> – Date of access: 18.03.2022.

6. EN 10025 - 1 to 6 Hot rolled products of structural steels, Part 1 to Part 6

7. ASTM A123 Standard Specification for Zinc (Hot-Dip Galvanized) Coatings on Iron and Steel Products [Electronic resource] – Mode of access: <http://dezh.co/download/ASTM-A123.pdf> – Date of access: 20.04.2022.

8. ASTM A153 Standard Specification for Zinc Coating (Hot-Dip) on Iron and Steel Hardware [Electronic resource] – Mode of access: [http://www.shahab-](http://www.shahab-250)

galvanize.com/public/user_data/pdf/ASTM%20A153.pdf – Date of access: 20.04.2022.

9. ГОСТ 9.307 – 89. Покрытия цинковые горячие. Общие требования и методы контроля. - Введ. 01.07.1990. - М.: Издательство стандартов, 2010. - 27 с.

10. ГОСТ 9.303-84 Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия металлические и неметаллические неорганические. Общие требования к выбору.– Введ. 01.01.1985. - М.: Госстандарт, 2011. - 46 с.

11. СП 53-101-98 Изготовление и контроль качества стальных строительных конструкций - Введ. 1999-01-01. - М.: ГУП ЦПП, 2017. - 33 с.

12. СТБ ISO 14713-1-2012 Покрытия цинковые. Руководство и рекомендации по защите от коррозии чугунных и стальных конструкций. Часть 1 Общие принципы разработки и обеспечения коррозионной стойкости. - Введ. 01.09.2013. - М.: Госстандарт, 2013. - 23 с.

13. СТБ ISO 14713-2-2012 Покрытия цинковые. Руководство и рекомендации по защите от коррозии чугунных и стальных конструкций. Часть 2 Горячее цинкование. - Введ. 01.09.2013. - М.: Госстандарт, 2013. - 20 с.

14. СТБ ISO 14713-3-2012 Покрытия цинковые. Руководство и рекомендации по защите от коррозии чугунных и стальных конструкций. Часть 3 Диффузионное цинкование. - Введ. 01.09.2013. - М.: Госстандарт, 2013. - 13 с.

15. СТБ EN 1090-2-2012 Возведение стальных и алюминиевых конструкций. Часть 2. Технические требования к стальным конструкциям. - Введ. 01.03.2014. - М.: Госстандарт, 2014. - 205 с.

16. ГОСТ 27772-2015. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия. - Введ. 01.05.2017. - М.: Стандартинформ, 2016. - 35 с.

17. Leighfield, C The conclusion from one million tonnes of experience in galvanizing steel – LMAC is not a primary instigator of cracking August 2019 Engineering Failure Analysis 106(4):104151 DOI:10.1016/j.engfailanal.2019.104151 [Electronic resource] – Mode of access:<https://pearl.plymouth.ac.uk/bitstream/handle/10026.1/15099/Revised%20Paper%20July%202019.pdf?sequence=2> – Date of access: 20.04.2022.

18. СТБ EN 1011-2-2006 Сварка. Рекомендации по сварке металлических материалов. Часть 2. Дуговая сварка ферритных сталей - Введ. 01.05.2006. - М.: БелГИСС, 2006. - 53 с.

References

1. SN 2.01.07-2020 Zashchita stroitel'nyh konstrukcij ot korrozii. – Vved. 31.12.2020. – М: Minstrojarhitektury, 2020. - 69 s.

2. Problems with reliability and safety of hot dip galvanized steel structures. Mraz, L. and Lesay, J.. Soldag. Insp. (Impr.) 2009, vol.14, n.2, pp.184-190. ISSN 0104-9224 [Electronic resource] – Mode of access: https://www.researchgate.net/publication/245406517_Problems_with_reliability_and_safety_of_hot_dip_galvanized_steel_structures/link/552fa0760cf21cb2faf00854/download. – Date of access: 20.04.2022.

3. EN ISO 1460 Metallic coatings - Hot dip galvanized coatings on ferrous materials - Gravimetric determination of the mass per unit area [Electronic resource] – Mode of access: <https://www.en-standard.eu/une-en-iso-1460-2021-metallic-coatings-hot-dip-galvanized-coatings-on-ferrous-materials-gravimetric-determination-of-the-mass-per-unit-area-iso-1460-2020/>– Date of access: 20.04.2022.

4. EN ISO 1461 Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles – Specifications and test methods [Electronic resource] – Mode of access: <https://www.iso.org/obp/ui/#iso:std:iso:1461:ed-4:v1:en> – Date of access: 20.04.2022.
5. EN ISO 14713 Zinc coatings — Guidelines and recommendations for the protection against corrosion of iron and steel in structures (Seria of standarts) [Electronic resource] – Mode of access: <https://cdn.standards.iteh.ai/samples/71135/055c153383854f9a9e2312714c82bcff/ISO-14713-1-2017.pdf> – Date of access: 18.03.2022.
6. EN 10025 - 1 to 6 Hot rolled products of structural steels, Part 1 to Part 6
7. ASTM A123 Standard Specification for Zinc (Hot-Dip Galvanized) Coatings on Iron and Steel Products [Electronic resource] – Mode of access: <http://dezh.co/download/ASTM-A123.pdf> – Date of access: 20.04.2022.
8. ASTM A153 Standard Specification for Zinc Coating (Hot-Dip) on Iron and Steel Hardware [Electronic resource] – Mode of access: http://www.shahabgalvanize.com/public/user_data/pdf/ASTM%20A153.pdf – Date of access: 20.04.2022.
9. GOST 9.307 – 89. Pokrytiya cinkovye goryachie. Obshchie trebovaniya i metody
10. GOST 9.303-84 Edinaya sistema zashchity ot korrozii i stareniya. Pokrytiya metallicheskie i nemetallicheskie neorganicheskie. Obshchie trebovaniya k vyboru.– Vved. 01.01.1985. - M.: Gosstandart, 2011. - 46 s.
11. SP 53-101-98 Izgotovlenie i kontrol' kachestva stal'nyh stroitel'nyh konstrukcij - Vved. 1999-01-01. - M.: GUP CPP, 2017. - 33 s.
12. STB ISO 14713-1-2012 Pokrytiya cinkovye. Rukovodstvo i rekomendacii po zashchite ot korrozii chugunnyh i stal'nyh konstrukcij. CHast' 1 Obshchie principy razrabotki i obespecheniya korroziionnoj stojkosti. - Vved. 01.09.2013. - M.: Gosstandart, 2013. - 23 s.
13. STB ISO 14713-2-2012 Pokrytiya cinkovye. Rukovodstvo i rekomendacii po zashchite ot korrozii chugunnyh i stal'nyh konstrukcij. CHast' 2 Goryachee cinkovanie. - Vved. 01.09.2013. - M.: Gosstandart, 2013. - 20 s.
14. STB ISO 14713-3-2012 Pokrytiya cinkovye. Rukovodstvo i rekomendacii po zashchite ot korrozii chugunnyh i stal'nyh konstrukcij. CHast' 3 Diffuzionnoe cinkovanie. - Vved. 01.09.2013. - M.: Gosstandart, 2013. - 13 s.
15. STB EN 1090-2-2012 Vozvedenie stal'nyh i alyuminievyh konstrukcij. CHast' 2. Tekhnicheskie trebovaniya k stal'nym konstrukciyam. - Vved. 01.03.2014. - M.: Gosstandart, 2014. - 205 s.
16. GOST 27772-2015. Prokat dlya stroitel'nyh stal'nyh konstrukcij. Obshchie tekhnicheskie usloviya. - Vved. 01.05.2017. - M.: Standartinform, 2016. - 35 s.
17. Leighfield, C The conclusion from one million tonnes of experience in galvanizing steel – LMAC is not a primary instigator of cracking August 2019 Engineering Failure Analysis 106(4):104151 DOI:10.1016/j.engfailanal.2019.104151 [Electronic resource] – Mode of access: <https://pearl.plymouth.ac.uk/bitstream/handle/10026.1/15099/Revised%20Paper%20July%202019.pdf?sequence=2> – Date of access: 20.04.2022.
18. STB EN 1011-2-2006 Svarka. Rekomendacii po svarke metallicheskih materialov. CHast' 2. Dugovaya svarka ferritnyh stalej - Vved. 01.05.2006. - M.: BelGISS, 2006. - 53 s.

СОДЕРЖАНИЕ

В. Г. Барсуков, А. Р. Волик, С. А. Сазон СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ВЫСОКОМОДУЛЬНЫХ ВОЛОКОН ДЛЯ КОМБИНИРОВАННОЙ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ.....	5
Zheltkovich A. E., Molosh V. V., Parchotz K.G., Saveiko N.G., Yuan Jinbin, Zhenhao Jiang, Zheng Haoyuan FULL CONNECTED NEURAL-NETWORK FOR SIMULATION OF EXTANTION IN SELF-STRESSED MONOLITIC SLABS ON GROUND	18
О. В. Козунова СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ТЕОРИИ НЕЛИНЕЙНЫХ РАСЧЕТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ.....	29
О.В. Козунова, А.Г. Пусенков УЧЕТ ВЛИЯНИЯ КАСАТЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В КОНТАКТНОЙ ЗОНЕ БАЛОЧНОЙ ПЛИТЫ НА НЕОДНОРОДНОМ УПРУГОМ ОСНОВАНИИ	50
В. Н. Кравцов, Т. В. Новик ИССЛЕДОВАНИЕ И ОПЫТ ВНЕДРЕНИЯ ИННОВАЦИОННЫХ СВАЙ В ВЫТРАМБОВАННЫХ СКВАЖИНАХ НА ПРИМЕРЕ 9-ТИ ЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ В Г. МОГИЛЕВЕ	56
В.Н. Кравцов, С.М. Эгбалник ВЕРТИКАЛЬНО-АРМИРОВАННЫЕ ОСНОВАНИЯ С ЖЁСТКИМИ КРУПНЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ ИЗ ГРУНТОБЕТОНА	66
А. П. Кремнёв, Ю. В. Анисимов, Е. Г. Кремнева ОПЫТ УСТРОЙСТВА ГЛУБОКИХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД ОБОРУДОВАНИЕ ВНУТРИ СУЩЕСТВУЮЩЕГО ЗДАНИЯ ЦЕХА МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ.....	74
П. В. Кривицкий, Т. Н. Седляр СЦЕПЛЕНИЕ АРМАТУРЫ ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ С КЕРАМЗИТОБЕТОНОМ.....	81
П.М. Кузьмич, Е.С. Милашук О СООТВЕТСТВИИ УСТАВОВ ЮРИДИЧЕСКИХ ЛИЦ ПРИНЦИПАМ УПРАВЛЕНИЯ ..	89
D. Lazouski, D. Glukhov, Y. Lazouski MODELING THE BEHAVIOUR OF STATICALLY INDETERMINATE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER LOAD	95
D. Lazouski, D. Glukhov, Y. Lazouski SIMULATION OF BENDING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS WITH CRACKS	107
Н.В.Матвеев, В.Н.Малиновский, Е.С.Матвеев ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ПЕРЕМЕННОЙ ВЫСОТОЙ СЕЧЕНИЯ	114
В.В. Молош, А.Е. Желткович, К. Пархоц, Н.Г. Совеико, И.Г. Томашев ПРИМЕНЕНИЕ ПОЛНОСВЯЗНОЙ НЕЙРОННОЙ СЕТИ В РАСЧЁТАХ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ	121

В. В. Надольский ПЕРСПЕКТИВНЫЕ И НЕОБХОДИМЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ В ОБЛАСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	133
В. И. Никитин, Б. Бацкель-Бжозовска, С. К. Никитин УЧЕТ ОСОБЕННОСТЕЙ ПОРИСТОЙ СТРУКТУРЫ ПРИ РАСЧЕТЕ ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ ВЛАЖНЫХ ГАЗОСИЛИКАТНЫХ МАТЕРИАЛОВ	145
П. С. Пойта, Т. П. Шалобыта, А. А. Четырбок ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ И ШИРИНЫ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА НА ЕГО ОСАДКУ	157
М.И. Никитенко, П.С. Пойта, Н.П. Четырбок ПРОБЛЕМЫ ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА	167
Е. Н. Полонина, С. Н. Леонович, И. В. Шанюкевич ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭКОНОМИЧЕСКОГО ЭФФЕКТА ОТ ПРИМЕНЕНИЯ КОМПЛЕКСНОЙ ДОБАВКИ ДЛЯ БЕТОНА НА ОСНОВЕ ГИДРОТЕРМАЛЬНОГО НАНОКРЕМНЕЗЕМА И МНОГОСЛОЙНЫХ УГЛЕРОДНЫХ НАНОТРУБОК	178
С. А. Романовский, А. А. Бакатович ТЕПЛО- И ГИДРОФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТЕПЛОВОЙ ИЗОЛЯЦИИ НА ОСНОВЕ РАСТИТЕЛЬНЫХ И МИНЕРАЛЬНЫХ ВОЛОКОН	188
Е. А. Садовская, С. Н. Леонович, Н. А. Будревич КРИТИЧЕСКИЙ КОЭФФИЦИЕНТ ИНТЕНСИВНОСТИ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ НОРМАЛЬНОМ ОТРЫВЕ ДЛЯ НАНОФИБРОБЕТОНА.....	203
К. А. Сирош СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ РЕГУЛЯРНОЙ СИСТЕМЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК И ПЛИТ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ С УЧЕТОМ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ МАТЕРИАЛА КОНСТРУКЦИЙ.....	212
Н. Ю. Трифонов ПРЕПОДАВАНИЕ ОЦЕНКИ НЕДВИЖИМОСТИ ДЛЯ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ	222
В. В. Тур, Ю. С. Дордюк ДИАГНОСТИЧЕСКАЯ КАРТА ВХОДНЫХ ПАРАМЕТРОВ ПРИ ОЦЕНКЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ, ОСНОВАННОЙ НА ПРИМЕНЕНИИ ИНСТРУМЕНТОВ НЕЧЕТКОЙ ЛОГИКИ	233
А.Э. Юницкий, Ф.А. Верёвка, С.А. Городник, Р.А. Малахов ВЛИЯНИЕ ГОРЯЧЕГО ЦИНКОВАНИЯ НА ХРУПКОЕ РАЗРУШЕНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПРИМЕРЕ ТРАНСПОРТНОГО КОМПЛЕКСА «UST».....	241

Научное издание

СБОРНИК СТАТЕЙ

Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров

XXII Международный научно-методический семинар

Ответственный за выпуск: Шалобыта Н. Н.

Редактор: Митлошук М. А.

Компьютерная верстка: Митлошук М. А.

Корректор: Дударук С. А.

Издательство БрГТУ.

Свидетельство о государственной регистрации
издателя, изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/235 от 24.03.2014 г., № 3/1569 от 16.10.2017 г.

Подписано в печать 09.12.2022 г. Формат 60x84^{1/16}.

Бумага «Performer». Гарнитура «Times New Roman».

Усл. печ. л. 15,11. Уч. изд. л. 16,25. Заказ № 1355. Тираж 100 экз.

Отпечатано на ризографе учреждения образования
«Брестский государственный технический университет».
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

ISBN 978-985-493-574-4



9 789854 935744