

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- СОКОЛОВ Б.С., ЗЕНИН С.А., КРЫЛОВ С.Б.*
Железобетонные конструкции высотных зданий 2
- СТАРИШКО И.Н.* Влияние длины пролёта среза, размеров свесов сжатых полок и других факторов на несущую способность по наклонным сечениям изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного и таврового профилей 6

УСИЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

- ДАВИДЮК А.Н., СПИВАК Н.А.* Применение высокопрочных композитов для усиления железобетонных конструкций 13

БЕТОНЫ

- ШЕЙНФЕЛЬД А.В.* Особенности формирования иерархической микро- и наноструктуры цементных систем с комплексными органоминеральными модификаторами 16

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

- САВИЦКИЙ Н.В., ПАВЛЕНКО Т.М., АББАСОВА А.Р.*
Вакуумзолобетон - особый вид бетона 21

СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

- ТИМОФЕЕВ Ю.Л.* Автоматизация строительных процессов при возведении одноэтажных производственных зданий из линейных железобетонных конструкций 25

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

- ЗИНОВЬЕВ В.Н., ЗАСЛУЖЕННАЯ Н.В., РОМАНОВСКИЙ Д.В., ШУВАЛОВ Р.А., ВОЛКОВ А.В.* Тензометрический метод исследования микротрещинообразования бетона при сжатии по степени обратимости деформаций 29

*Б.С. СОКОЛОВ, С.А. ЗЕНИН, кандидаты техн. наук, С.Б. КРЫЛОВ д-р техн. наук
(НИИЖБ им. А.А. Гвоздева)*

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

Высотное строительство в нашей стране получило наибольшее развитие с начала 21 столетия. Лидером в части застройки высотными зданиями можно считать Москву – по состоянию на сегодняшний день с 2000 г. здесь построено порядка 50 зданий высотой более 100 м. Наиболее ярким примером такой застройки является, конечно, Москва-Сити. Следует отметить, что основная масса высотных зданий проектируется и возводится с применением монолитного железобетона.

Согласно статье 48.1, пункт 2 Градостроительного кодекса РФ №190-ФЗ [1], высотные здания и комплексы с высотой более 100 м относятся по данному признаку к уникальным объектам. Согласно статье 4, пункт 8 Технического регламента о безопасности зданий и сооружений правительства РФ №384-ФЗ [2], зданиями и сооружениями повышенного уровня ответственности являются те из них, которые в соответствии с Градостроительным кодексом Российской Федерации относятся к особо опасным, технически сложным или уникальным объектам. На этом конкретные требования к высотным зданиям в части их проектирования в существующей нормативной базе заканчиваются. Между тем, и само понятие "высотное здание" в различных нормативных документах трактуется по-разному.

В связи с тем, что существующая нормативная база не обладает соответствующим документом с указанием четких требований по проектированию железобетонных конструкций данных зданий, а действующие нормы распространяются на здания ограниченной этажности, застройщики вынуждены идти на дополнительные временные и материальные затраты, в частности, заказывать для проектирования высотных зданий и комплексов разработку Специальных технических условий (СТУ) и согласовывать их в Минстрое. Проектные организации также сталкиваются с проблемами расчета и проектирования железобетонных конструкций высотных зданий, вследствие чего в ряде случаев принимаются неоптимальные конструктивные решения или приходится устранять их последствия.

Здесь необходимо отметить, что в свое время, в середине 00-х годов, столкнувшись с данными проблемами, Москва разработала свои региональные нормы – МГСН 4.19-2005 "Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве" [3]. В разработке данного нормативного документа принимали участие многие специализированные

институты, включая НИИЖБ им. А.А. Гвоздева (в части разработки раздела 6 "Конструктивные решения"). Однако несмотря на свою актуальность, названный документ не действует на остальной территории РФ, что потребовало принятия аналогичных норм различного качества и полноты в ряде регионов страны.

С учетом всего вышесказанного, необходимость разработки нормативного документа федерального уровня (т.е. свода Правил) для проектирования высотных зданий является очевидной.

Данная проблема решается Межведомственной рабочей группой по вопросам формирования и координации разработки нормативно-технологической базы по проектированию, строительству и эксплуатации высотных зданий в г. Москве. В настоящее время коллективом специалистов под руководством генерального директора АО "ЦНИИЭП жилища", д-ра техн. наук, проф. С.В. Николаева и вице-президента РААСН д-ра техн. наук, проф. В.И. Травуша разработана и уже опубликована для общественного обсуждения первая редакция свода Правил "Здания и комплексы высотные. Правила проектирования".

Данный документ однозначно определяет термин "высотное здание": здание, имеющее пожарно-техническую высоту (определяемую в соответствии с методами по СП 54.13330.2011, а также приведенными в СП 1.13130.2009) более 75 м.

Для разработки раздела 8 "Конструктивные решения" свода Правил были привлечены специалисты НИИЖБ им. А.А. Гвоздева в части проектирования железобетонных конструкций и конструктивных систем высотных зданий. При составлении данного свода Правил был использован накопленный опыт НИИЖБ им. А.А. Гвоздева по проектированию, расчетам и конструированию железобетонных конструкций высотных зданий. Также учитывались требования к железобетонным конструкциям и конструктивным системам, изложенные в разработанном ранее МГСН 4.19-2005 [3] и многочисленных СТУ на проектирование высотных зданий, разработанных НИИЖБ и другими организациями.

Требования к конструктивным системам высотных зданий и конкретно к железобетонным конструкциям приведены в разделе 8.2 проекта свода Правил.

Данный раздел состоит из пяти подразделов, включающих в себя общие требования, требования к материалам и соединениям несущих конструкций, требования к проектированию конструкций, требования к расчету конструктивных систем и элементов

конструкций, а также основные требования к изготовлению и монтажу несущих конструкций.

В первом подразделе 8.2.1 нового СП приводятся общие требования к конструктивным системам высотных зданий. Приведены основные виды конструктивных систем. В общем случае конструктивные системы высотных зданий следует проектировать регулярными в плане и по высоте, для нерегулярных систем вводятся ограничения и содержатся указания по повышению общей пространственной жесткости. Также приводятся указания по устройству деформационных швов в конструктивных системах высотных зданий и их стилобатных частях.

Второй подраздел нового СП (8.2.2) содержит указания по материалам для железобетонных конструкций высотных зданий. В общем случае правила выбора материалов для несущих железобетонных конструкций высотных зданий, а также прочностные и деформационные характеристики бетона и стальной арматуры принимаются согласно СП 63.13330 [6]. При этом учитываются следующие дополнительные требования.

Для несущих конструкций следует предусматривать конструкционные бетоны:

- тяжелый средней плотности от 2200 до 2500 кг/м³ включительно;

- мелкозернистый средней плотности от 1800 до 2200 кг/м³.

Впервые приведена четкая классификация по минимально допустимым классам бетона для вертикальных железобетонных конструкций. Данная классификация основана на опыте проектирования и расчетов высотных зданий различной высоты и заключается в следующем:

В вертикальных несущих железобетонных конструкциях высотных зданий – колоннах, пилонах, стенах и ядрах жесткости следует применять тяжелые бетоны классов по прочности на сжатие не менее:

V35 – для зданий высотой от 75 до 150 м (включительно);

V45 – для зданий высотой от 150 до 200 м (включительно);

V60 – для зданий высотой от 200 до 250 м (включительно);

V80 – для зданий высотой более 250 м.

При этом для вертикальных конструкций по высоте здания допускается применять различные классы бетона по прочности на сжатие. Данное обстоятельство позволяет создать "ярусность" в вертикальных конструкциях с целью учета пониженной нагрузки на вертикальные конструкции верхних этажей, что приводит к определенному экономическому эффекту.

Для конструкций плит перекрытий минимально допустимый класс бетона по прочности на сжатие – не ниже V30.

В качестве продольной расчетной арматуры для железобетонных конструкций высотных зданий без предварительного напряжения арматуры следует преимущественно применять стальную арматуру

классов А400, А500 и А600; для поперечного и косвенного армирования – А240, А400 и А500.

Третий подраздел нового СП (8.2.3) "Требования к проектированию конструкций" содержит ограничения по предельной гибкости вертикальных железобетонных конструкций (колонн и стен) из плоскости: соотношение l_0/i , где l_0 – расчетная длина, i – радиус инерции поперечного сечения (для стен принимается ширина 1 п.м.) следует принимать не более 60.

Кроме того, с целью учета пониженных нагрузок на вертикальные конструкции вводится возможность принятия переменных сечений колонн, толщину стен диафрагм и ядер жесткости по высоте здания. Данное решение также приведет к определенному экономическому эффекту.

Отдельно следует отметить некоторые новые дополнительные требования к проектированию железобетонных конструкций, учитывающие повышенную ответственность высотных зданий:

- для колонн следует принимать симметричное продольное армирование с расположением арматуры как у граней колонн, так и (в необходимых случаях) внутри колонн; минимальный размер поперечного сечения – 400 мм;

- для пилонов, стен и ядер жесткости следует принимать симметричную вертикальную и горизонтальную арматуру, расположенную у боковых граней стен; минимальная толщина пилонов – 250 мм, стен – 200 мм;

- для плит перекрытий следует принимать продольную арматуру у верхней и нижней граней плиты с обеспечением связи между ними посредством поперечной арматуры.

Диаметры продольной арматуры в несущих железобетонных конструкциях следует принимать не менее: для колонн – Ø20; для стен, балок и плит перекрытий – Ø12. Толщину защитного слоя бетона следует принимать не менее диаметра арматуры и не менее 25 мм.

Следует отметить, что введены отдельные требования по проектированию сталежелезобетонных конструкций (перекрытий и колонн). При этом должны учитываться требования по проектированию, изложенные в действующих нормах – СП 63.13330 [6], а также в СП "Сталежелезобетонные конструкции" [8], находящиеся в стадии утверждения.

Подраздел 8.2.4 содержит требования по расчету конструктивных систем и несущих конструкций. В общем случае расчет высотных зданий выполняется в соответствии с требованиями действующих норм (СП 63.13330 [6], СП 20.13330 [4] и др.) с учетом дополнительных требований, приведенных в новом СП.

Для конструктивной системы высотных зданий необходимо выполнять следующие расчеты:

- расчет горизонтальных перемещений верха;
- расчет форм собственных колебаний;
- расчет устойчивости формы и устойчивости положения (опрокидывание и сдвиг);
- расчет перекосов этажных ячеек;

- расчет максимальной осадки, разности осадок и крена здания;
- расчет прогибов плит перекрытий;
- расчет ускорений колебаний перекрытий верхних этажей;
- расчет усилий и перемещений, возникающих в основных несущих конструкциях, а также в узлах их сопряжений по результатам общего расчета конструктивной системы, в том числе расчета на прогрессирующее обрушение, а также транспортных и монтажных нагрузок.

В результате расчета несущей конструктивной системы должны быть установлены следующие параметры:

- горизонтальные перемещения верха конструктивной системы;
- перекося этажных ячеек;
- прогибы элементов перекрытий;
- коэффициент запаса устойчивости формы конструктивной системы;
- коэффициент запаса устойчивости положения конструктивной системы;
- ускорения колебаний перекрытия верхнего этажа (жилого, административного или иного общественного назначения);
- средняя осадка, разность осадок фундамента и крен фундамента конструктивной системы.

Полученные значения параметров конструктивной системы не должны превышать предельно допустимые значения, установленные соответствующими нормативными документами (СП 20.13330 [4] и пр.) и требованиями нового СП.

Следует отметить, что в новом СП вводится более четкое определение независимого расчета высотного здания (п. 8.2.4.9), чем это было в МГСН 4.19-2005 [3]: для зданий высотой более 100 м следует выполнять параллельный расчет конструктивной системы высотного здания независимой организацией с применением сертифицированных программных комплексов, реализующих метод конечных элементов. Данный расчет выполняется при помощи программных комплексов, разработанных независимо от программных комплексов, используемых для основного расчета.

В части требований к определению горизонтальных перемещений верха высотного здания и к расчету потери формы устойчивости высотного здания приведены упрощенные методики: допускается горизонтальные перемещения верха высотных зданий из монолитного железобетона определять при пониженных упругих жесткостях железобетонных элементов. В первом приближении значения модуля упругости материала E_b допускается принимать с понижающими коэффициентами: 0,6 – для вертикальных сжатых элементов; 0,2 – для плит перекрытий (покрытий) при наличии трещин, 0,3 – при отсутствии трещин. Данная методика принята на основании апробированного на практике СП 52-103-2007 [5].

Раздел 8.2.5 содержит требования по изготовлению и монтажу конструкций. В общем случае требо-

вания к возведению и контролю железобетонных конструкций должны соответствовать указаниям действующих норм (СП 63.13330 [6], СП 70.13330 [7]), а также нового СП.

Необходимо отметить, что новый СП содержит раздел 8.3 "Устойчивость к прогрессирующему обрушению". Данный раздел содержит основные положения по расчету, согласно которым высотные здания должны быть защищены от прогрессирующего (цепного) обрушения в случае локального разрушения их несущих конструкций при аварийных воздействиях, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации зданий (пожары, взрывы, ударные воздействия транспортных средств, несанкционированная перепланировка и т.п.).

Расчет здания в случае локального разрушения конструкций производится только по предельным состояниям первой группы. Развитие неупругих деформаций, перемещения конструкций и раскрытие в них трещин в рассматриваемой чрезвычайной ситуации не ограничиваются.

Также приводятся требования по обеспечению устойчивости высотного здания против прогрессирующего обрушения, которую необходимо обеспечить наиболее экономичными средствами:

- рациональным конструктивно-планировочным решением здания с учетом возможности возникновения рассматриваемой аварийной ситуации;
- конструктивными мерами, обеспечивающими неразрезность конструкций;
- применением материалов и конструктивных решений, обеспечивающих развитие в элементах конструкций и их соединениях пластических деформаций.

В качестве локального (гипотетического) разрушения для высотного здания следует рассматривать разрушение (удаление) несущих конструкций одного (любого) этажа здания на участке, ограниченном кругом площадью до 80 м² (диаметр 10 м) для зданий высотой до 200 м и до 100 м² (диаметр 11,5 м) для зданий выше 200 м по следующим случаям:

- двух пересекающихся стен на участках от места их пересечения (в частности, от угла здания) до ближайшего проема в каждой стене или до следующего вертикального стыка со стеной другого направления или участке указанного размера;
- одной колонны (пилона) или колонны (пилона) с примыкающим к нему участком стены, расположенных на участке, не превышающем указанный размер локального разрушения;
- перекрытия на указанной площади.

Для оценки устойчивости здания против прогрессирующего обрушения рассматриваются наиболее опасные расчетные схемы разрушения. При этом схемы локальных разрушений определяются генеральным проектировщиком с учетом вышеуказанных случаев.

Приводятся указания по назначению нагрузок и свойств материалов при выполнении расчетов на ус-

тойчивость против прогрессирующего обрушения. В частности, постоянная и длительная временная нагрузка принимаются согласно действующим нормативным документам и принятым проектным решениям с коэффициентами сочетания нагрузок и коэффициентами надежности по нагрузкам, равными единице. Расчетные прочностные и деформационные характеристики материалов принимаются равными их нормативным значениям согласно действующим нормам проектирования железобетонных и стальных конструкций.

Кроме того, в данном разделе приведены указания по методам расчетов. Для расчета высотных зданий следует использовать пространственную расчетную модель. В модели могут учитываться элементы, которые при нормальных эксплуатационных условиях являются ненесущими. При этом расчетная модель здания должна отражать все схемы локальных разрушений. Отдельно следует отметить следующее требование: для каждого локального разрушения должна разрабатываться отдельная расчетная модель.

Расчет здания следует выполнять с использованием программных комплексов, реализующих метод конечных элементов, допускающих возможность учета физической и геометрической нелинейности работы элементов.

Данный раздел содержит методику расчета, согласно которой полученные на основании статического расчета усилия в отдельных конструктивных элементах должны сравниваться с предельными усилиями, которые могут быть восприняты этими элементами. Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения обеспечена, если в любом конструктивном элементе усилие, найденное из выполненного статического расчета, не превышает его расчетной несущей способности. В конструкциях, для которых требования по прочности не удовлетворяются, должно быть предусмотрено резервирование прочности (увеличение содержания арматуры, увеличение размеров поперечных сечений, повышение класса бетона и т.д.), либо должны быть приняты другие конструктивные меры, повышающие сопротивление конструктивной системы здания прогрессирующему обрушению.

В данном разделе содержатся конкретные конструктивные требования по обеспечению устойчивости высотного здания против прогрессирующего обрушения. Также приведены специальные указания по обеспечению повышения эффективности сопротивления прогрессирующему обрушению высотного здания. В частности, нижнее армирование изгибае-

мых железобетонных конструкций следует принимать неразрезным по всей длине.

Необходимо отметить, что опубликованная редакция нового СП "Здания и комплексы высотные. Правила проектирования" является первой, и в настоящее время разработчиками выполняется ее дальнейшее редактирование и корректировка, в том числе по замечаниям, полученным в результате общественного обсуждения. Также следует отметить, что в части требований к железобетонным конструкциям новый СП содержит достаточно общие требования. Данное обстоятельство, возможно, потребует дополнительную разработку отдельного свода Правил или Пособия (в развитие положений разрабатываемого СП), содержащих более детальные указания по проектированию железобетонных конструкций высотных зданий и конструктивных систем.

Такой документ может включать в себя требования к расчету несущей конструктивной системы приближенными методами (использование стержневых систем на предварительном этапе и при вариантном проектировании). Также должны быть отражены требования к расчету несущей конструктивной системы точными методами (МКЭ). Также должны быть изложены особенности выполнения расчетов по прочности и трещиностойкости железобетонных конструкций высотных зданий. Кроме того, необходимо более детально привести требования к конструированию несущих железобетонных конструкций высотных зданий и дополнительные указания по проектированию конструктивных систем высотных зданий и их элементов (например, толстых фундаментных плит).

Библиографический список

1. **Федеральный закон** от 29 декабря 2004 г. № 190-ФЗ "Градостроительный кодекс Российской Федерации".
2. **Федеральный закон** от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ "Технический регламент о безопасности зданий и сооружений".
3. **МГСН 4.19-2005**. "Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве".
4. **СП 20.13330.2011**. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.
5. **СП 52-103-2007**. Железобетонные монолитные конструкции зданий.
6. **СП 63.13330.2012**. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.
7. **СП 70.13330.2012**. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87.
8. **Проект СП XX.13330.2016**. Сталежелезобетонные конструкции (в стадии утверждения).

ВЛИЯНИЕ ДЛИНЫ ПРОЛЕТА СРЕЗА, РАЗМЕРОВ СВСОВ СЖАТЫХ ПОЛОК И ДРУГИХ ФАКТОРОВ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО И ТАВРОВОГО ПРОФИЛЕЙ

В СНиП 2.03.01-84* [1] в расчетах прочности по наклонным сечениям изгибаемых железобетонных элементов таврового профиля без поперечной арматуры влияние свесов сжатых полок на их несущую способность не учитывается. В аналогичных же элементах при наличии поперечной арматуры расчетные значения влияния свесов сжатых полок на их несущую способность по наклонным сечениям ограничивается коэффициентом $\varphi_f \geq 0,5$. В СНиП II-21-75 [2], а также в действующих в настоящее время нормативных документах СП 63.13330.2012[3] и СП 35.13330.2011[4] в расчетах прочности по наклонным сечениям изгибаемых железобетонных элементов таврового профиля влияние свесов сжатых полок совсем не учитывается, даже при наличии поперечной арматуры.

Приведенные в данной статье экспериментальные исследования (табл. 2) показали, что в балках таврового профиля со средними относительными размерами ребра в поперечном сечении $e/h = 10/30 \text{ см} = 0,33$ при длине пролета среза $c \geq 3h_0$ свесы сжатых полок могут существенно повысить их несущую способность по наклонным сечениям. Так, в указанных выше балках с толстыми короткими свесами, при отношении размеров ребра $e/h = 0,33$ и отношении ширины свесов к их толщине $e_{св}/h_f = 5/10 \text{ см} = 0,5$, свесы сжатых полок повысили несущую способность балок таврового профиля по наклонным сечениям в пределах до 1,71 раза в сравнении с аналогичными балками прямоугольного профиля.

Как показывают опыты, с увеличением длины пролета среза (изгибающих моментов) влияние свесов сжатых полок на несущую способность по наклонным сечениям повышается. То есть, с увеличением длины пролета среза в изгибаемых железобетонных балках таврового профиля происходит постепенное увеличение влияния размеров свесов сжатых полок на несущую их способность по наклонным сечениям до значений указанного влияния свесов равных как и в балках таврового профиля, которые разрушаются по нормальным сечениям.

В последних экспериментальных исследованиях автора (табл. 3) установлено, что в балках таврового профиля с тонкими ребрами в поперечном сечении ($e/h = 6/31 \text{ см} = 0,19$) без поперечной арматуры и без предварительного напряжения в нижней продольной арматуре свесы сжатых полок повышали несущую способность по наклонным сечениям в пределах до 1,32 раза, в аналогичных же предварительно напряженных балках – до 1,617 раза. В балках же таврового профиля с наличием поперечной арматуры при

средних значениях предварительного напряжения нижней продольной арматуры, а также в аналогичных балках без предварительного напряжения арматуры, свесы сжатых полок повышали их несущую способность по наклонным сечениям в пределах от 1,6 до 2 раз, что, как отмечено выше, не учитывается в действующих нормативных документах.

В результате изложенных выше факторов требуется необходимость в совершенствовании существующей методики расчета несущей способности изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям.

В СНиП 2.03.01-84* влияние свесов сжатых полок на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям принято на основании экспериментальных исследований и особенно исследований, проведенных П. Игнатовичем [5], в которых (к сожалению) отсутствуют балки таврового профиля без поперечной арматуры, а также предварительно напряженные балки.

Для развития экспериментальных и теоретических исследований, изложенных в [5], автором статьи дополнительно построены графики (рис. 1), из которых наглядно видно, что в изгибаемых железобетонных элементах с увеличением длины пролета среза несущая способность по наклонным сечениям снижается в зависимости от количества поперечной арматуры, формы поперечного сечения и других факторов. Для большей наглядности влияния вышеуказанных факторов в процессе дополнительной обработки результатов экспериментальных исследований, изложенных в [5], автором статьи построены также табл. 1 и 2. По результатам анализа дополнительных исследований установлено:

1. Влияние длины пролета среза на несущую способность по наклонным сечениям изгибаемых железобетонных элементов (табл.1).

В табл.1 влияние длины пролета среза выражено через отношение несущей способности балок с малыми пролетами среза ($c = 1,5h_0$) к несущей способности аналогичных балок со средними и большими пролетами среза ($c = 3h_0$ и $c = 4h_0$) при различном количестве поперечной арматуры и различных геометрических характеристиках балок. Геометрические характеристики исследуемых балок приведены на рис. 1 и в табл.1 и 2.

Как видно из табл. 1, наибольшему влиянию длины пролета среза на несущую способность по наклонным сечениям подвержены балки прямоугольного профиля без поперечной арматуры ($\mu_{сш} = 0\%$), где

Влияние относительного расстояния от опоры до линии действия нагрузки (пролета среза) на несущую способность изгибаемых железобетонных балок по наклонным сечениям в зависимости от процента поперечного армирования (по горизонтали) и от формы поперечного сечения (по вертикали)

№ схем поперечного сечения балок	Схемы поперечного сечения балок	Коэффициенты опытных отношений поперечных сил при $c = 1.5h_0$ к поперечным силам при $c = 3h_0$				Коэффициенты опытных отношений поперечных сил при $c = 1.5h_0$ к поперечным силам при $c = 4h_0$							
		$(Q_{c=1.5h_0}^{om}) / (Q_{c=3h_0}^{om})$								$(Q_{c=1.5h_0}^{om}) / (Q_{c=4h_0}^{om})$			
		Количество поперечной арматуры μ_{sv} , %											
		0	0,167	0,25	0,5	0	0,167	0,25	0,5				
1		$\frac{110}{50} = 2,2$	$\frac{167,5}{70} = 2,39$	$\frac{182,5}{97,5^*} = 1,87$	$\frac{207,5}{125} = 1,66$	$\frac{110}{45} = 2,44$	$\frac{167,5}{70} = 2,39$	$\frac{182,5}{75^*} = 2,43$	$\frac{207,5}{102,5^*} = 2,02$				
2			$\frac{180}{110} = 1,64$		$\frac{212}{147,5} = 1,44$		$\frac{180}{90} = 2,0$		$\frac{212}{130^*} = 1,63$				
3			$\frac{140}{97,5} = 1,44$	$\frac{182,5}{127,5} = 1,43$	$\frac{227}{163} = 1,39$		$\frac{140}{80} = 1,75$	$\frac{182,5}{112,5} = 1,62$	$\frac{227}{150,5} = 1,51$				
4			$\frac{187,5}{120} = 1,56$		$\frac{220}{180} = 1,22$		$\frac{187,5}{108,5} = 1,73$	$\frac{202}{127,5} = 1,61$	$\frac{220}{155^*} = 1,42$				

Примечания: 1 - цифры, отмеченные (*), обозначают, что балка разрушилась по нормальным сечениям; 2 - значения поперечных сил приведены в кН.

Таблица 2

Влияние размеров свесов сжатых полок на несущую способность изгибаемых железобетонных балок по наклонным сечениям (по вертикали) в зависимости от величины пролета среза и процента поперечного армирования (по горизонтали)

№ схем поперечного сечения балок	Схемы поперечного сечения балок	Отношение несущей способности балок таврового профиля по схемам 2, 3, 4 ($Q_{схема n}^{om}$) к несущей способности балок прямоугольного профиля по схеме 1 ($Q_{схема 1}^{om}$)											
		$(Q_{схема n}^{om}) / (Q_{схема 1}^{om})$											
		Расстояние от опоры до линии действия нагрузки (пролет среза)											
		$c = 1.5h_0$				$c = 3h_0$				$c = 4h_0$			
		Количество поперечной арматуры μ_{sv} , %											
		0	0,167	0,25	0,5	0	0,167	0,25	0,5	0	0,167	0,25	0,5
1		110	167,5	182,5	207,5	50	70	97,5*	125	45	70	75*	102,5*
2		$\frac{180}{167,5} = 1,07$		$\frac{212}{207,5} = 1,02$		$\frac{110}{70} = 1,57$		$\frac{147,5}{125} = 1,18$		$\frac{90}{70} = 1,29$	$\frac{102}{75^*} = 1,36$	$\frac{130^*}{102,5^*} = 1,27$	
3		$\frac{140}{167,5} = 0,84$	$\frac{182,5}{182,5} = 1,0$	$\frac{227}{207,5} = 1,09$		$\frac{97,5}{70} = 1,39$	$\frac{127,5}{97,5^*} = 1,31$	$\frac{163}{125} = 1,3$		$\frac{80}{70} = 1,14$	$\frac{112,5}{75^*} = 1,5$	$\frac{150}{102,5^*} = 1,47$	
4		$\frac{187,5}{167,5} = 1,12$	$\frac{205}{182,5} = 1,12$	$\frac{220}{207,5} = 1,06$		$\frac{120}{70} = 1,71$		$\frac{180}{125} = 1,44$		$\frac{108,5}{70} = 1,55$	$\frac{127,5}{75^*} = 1,7$	$\frac{155^*}{102,5^*} = 1,51$	

Примечания: 1 - цифры, отмеченные (*), обозначают, что балка разрушилась по нормальным сечениям; 2 - значения поперечных сил приведены в кН.

Влияние свесов сжатых полок, а так же количества поперечной арматуры на несущую способность изгибаемых железобетонных балок по наклонным сечениям

№ балок	Схема поперечного сечения балок	Величина предварительного напряжения в продольной арматуре	Наличие поперечной арматуры	Разрушающая нагрузка кН	Отношение опытной разрушающей нагрузки балок таврового профиля к разрушающей нагрузке балок прямоугольного профиля (влияние свесов сжатых полок на несущую способность балок по наклонным сечениям)	Отношение опытной разрушающей нагрузки балок с поперечной арматурой к разрушающей нагрузке балок без поперечной арматуры (влияние количества поперечной арматуры на несущую способность балок по наклонным сечениям)
Б-1		Без предварительного напряжения	Балки без поперечной арматуры	90		
Б-2				100,6	$100,6/90 = 1,118$	
Б-3				119	$119/90 = 1,322$	
Б-4		Среднее предварительное напряжение		95,8		
Б-5				132	1,378	
Б-6				154,9	1,617	
Б-7		Сильное предварительное напряжение		87		
Б-8				113,5	1,304	
Б-9				121	1,39	
Б-10		Без предварительного напряжения	Балки с поперечной арматурой 2Ø5Вр-I; S = 5 см; μ _{sw} = 1,3%	132,5		$132,5/90 = 1,472$
Б-11				245,8	1,855	$245,8/100,6 = 2,44$
Б-12				267,5	2,019	$267,5/119 = 2,248$
Б-13		Среднее предварительное напряжение		178,3		1,861
Б-14				329	1,845	2,492
Б-15				288,1	1,616	1,86
Б-16		Сильное предварительное напряжение		150		1,724
Б-17				203	1,353	1,788
Б-18				207,1	1,38	1,712
Б-19		Без предварительного напряжения	Балки с поперечной арматурой 2Ø6Ар-III; S = 5 см; μ _{sw} = 1,9%	137,1		1,523
Б-20				260	1,896	2,584
Б-21				237,3	1,730	1,994
Б-22		Среднее предварительное напряжение		140		1,461
Б-23				230,8	1,649	1,748
Б-24				260	1,857	1,678
Б-25		Сильное предварительное напряжение		150		1,724
Б-26				200	1,333	1,762
Б-27				278	1,853	2,297

с увеличением пролета среза от $c = 1,5h_0$ до $c = 4h_0$ несущая способность уменьшилась в 2,44 раза (110/45 кН – табл. 1 – схема поперечного сечения 1, графа 7). С увеличением количества поперечной арматуры от $\mu_{sw} = 0,167$ до $\mu_{sw} = 0,5\%$ (см. табл. 1 по

горизонталю – схема поперечного сечения 1) влияние длины пролета среза, в пределах от $c = 1,5h_0$ до $c = 3h_0$, на несущую способность по наклонным сечениям балок прямоугольного профиля уменьшилось в 1,44 раза (2,39/1,66).

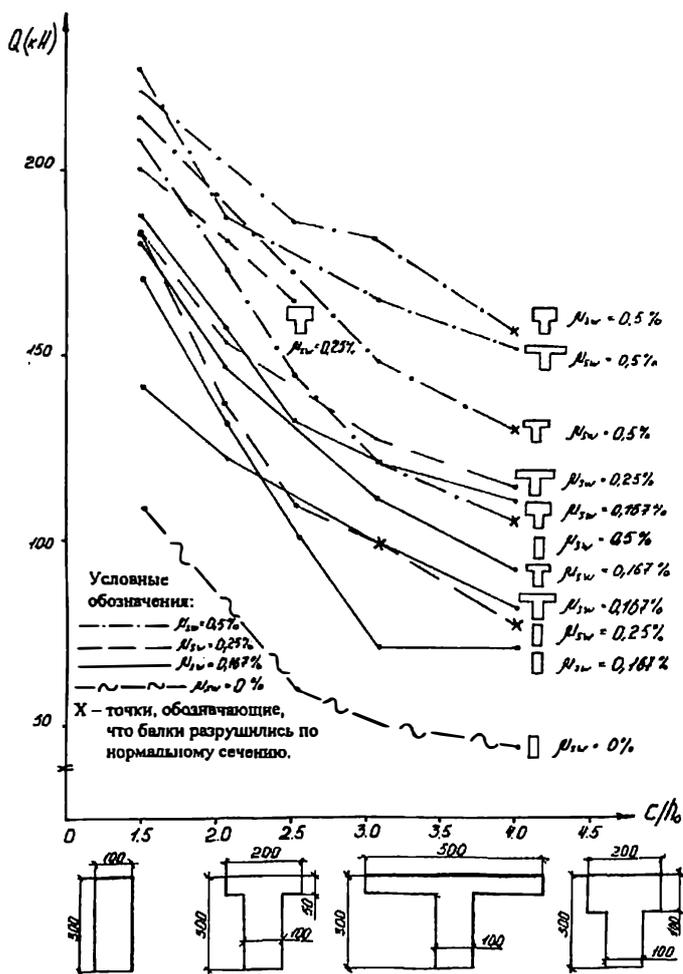


Рис. 1. Влияние относительного пролета среза на несущую способность по наклонным сечениям в зависимости от поперечного армирования и от размеров свесов сжатых балок

Из табл. 1 также видно, что в балках таврового профиля влияние длины пролета среза на несущую способность по наклонным сечениям значительно меньше, по сравнению с аналогичными балками прямоугольного профиля. При этом, аналогично как и в балках прямоугольного профиля, в балках таврового профиля с увеличением количества поперечной арматуры влияние длины пролета среза на несущую способность по наклонным сечениям также уменьшается.

Так, в балках таврового профиля с небольшими относительными размерами свесов сжатых полок ($\sigma_{сж}/h_f' = 5/5 \text{ см} = 1$), при таком же увеличении количества поперечной арматуры, как и в балках прямоугольного профиля (от $\mu_{sw} = 0,167\%$ до $\mu_{sw} = 0,5\%$), влияние длины пролета среза, в пределах от $c = 1,5h_0$ до $c = 3h_0$, на несущую способность по наклонным сечениям уменьшилось в 1,14 раза (1,64/1,44 – см. табл. 1, схема поперечного сечения 2), что значительно меньше, чем в аналогичных балках прямоугольного профиля. С дальнейшим увеличением ширины свесов сжатых полок при постоянной их толщине h_f' с увеличением количества поперечной арматуры в тех же пределах, как и в балках прямоугольного профиля, влияние длины пролета среза на несущую способность элементов по наклонным сечениям продолжает уменьшаться (см. в табл. 1 – схема поперечного сечения 3 в сравнении со схемой поперечного сечения 2).

При этом, как видно из табл. 1 (схема поперечного сечения 3), в балках таврового профиля с широкими свесами сжатых полок ($\sigma_{сж}/h_f' = 20/5 \text{ см} = 4$) с увеличением количества поперечной арматуры от $\mu_{sw} = 0,167\%$ до $\mu_{sw} = 0,5\%$ влияние длины пролета среза, в пределах от $c = 1,5h_0$ до $c = 3h_0$, на несущую их способность по наклонным сечениям уменьшилось незначительно – всего лишь в 1,036 раза (1,44/1,39 – см. схема поперечного сечения 3, графа 4 и 6).

Таким образом, в балках таврового профиля с увеличением ширины свесов сжатых полок, при постоянной их толщине, увеличение количества поперечной арматуры от $\mu_{sw} = 0,167\%$ до $\mu_{sw} = 0,5\%$ понижает влияние длины пролета среза на несущую способность балок по наклонным сечениям незначительно.

В балках таврового профиля с увеличением толщины свесов сжатых полок при постоянной их ширине увеличение количества поперечной арматуры уменьшает влияние длины пролета среза на несущую способность по наклонным сечениям наиболее существенно (см. табл. 1 – сравнение балок по схемам поперечного сечения 4 и 2, где в балках с толстыми свесами сжатых полок (схема поперечного сечения 4) увеличение количества поперечной арматуры в пределах от $\mu_{sw} = 0,167\%$ до $\mu_{sw} = 0,5\%$ понижает влияние длины пролета среза на несущую их способность по наклонным сечениям в 1,28 раза (1,56/1,22), а в аналогичных балках с тонкими свесами сжатых полок, как отмечено выше, всего лишь в 1,14 раза (1,64/1,44) (схема поперечного сечения 2)).

В балках таврового профиля при постоянном количестве поперечной арматуры (см. табл. 1 – каждая графа по вертикали) свесы сжатых полок существенно понижают влияние длины пролета среза (изгибающего момента) на несущую способность по наклонным сечениям в сравнении с балками прямоугольного профиля. Так, в балке таврового профиля с небольшими свесами сжатых полок ($\sigma_{сж}/h_f' = 5/5 \text{ см} = 1$), при количестве поперечной арматуры $\mu_{sw} = 0,167\%$, влияние длины пролета среза в пределах от $c = 1,5h_0$ до $c = 3h_0$ понизило несущую способность по наклонным сечениям в 1,64 раза. Это значительно меньше, чем в аналогичных балках прямоугольного профиля, где влияние длины пролета среза понизило несущую способность по наклонным сечениям в 2,39 раза. При этом свесы сжатых полок понизили влияние длины пролета среза на несущую способность по наклонным сечениям балок таврового профиля в сравнении с балками прямоугольного профиля в 1,45 раза (2,39/1,64).

В балках таврового профиля при небольшом количестве поперечной арматуры ($\mu_{sw} = 0,167\%$ – табл. 1, графа 4) влияние длины пролета среза на несущую способность по наклонным сечениям уменьшается более интенсивно с увеличением ширины свесов сжатых полок при постоянной их толщине (в 1,14 раза, т.е. 1,64/1,44) по сравнению с балками, в которых предус-

мотрено только увеличение толщины свесов при постоянной их ширине (в 1,05 раза, т.е. 1,64/1,56).

Однако в аналогичных балках таврового профиля с увеличением количества поперечной арматуры ($\mu_{sv} = 0,5\%$ – табл.1, графа 6) происходит обратное явление – влияние длины пролета среза на несущую способность по наклонным сечениям уменьшается более интенсивно с увеличением толщины свесов сжатых полок при постоянной их ширине (в 1,18 раза, т.е. 1,44/1,22) по сравнению с аналогичными балками, в которых предусмотрено только увеличение ширины свесов при постоянной их толщине (в 1,036 раза, т.е. 1,44/1,39).

Таким образом, из табл. 1 видно, что в балках таврового профиля, чем больше толщина свесов сжатых полок, при постоянной их ширине и чем больше количество поперечной арматуры, тем меньше влияние пролета среза (изгибающего момента) на несущую их способность по наклонным сечениям.

По данным приведенных исследований (см. табл. 1) оказалось, что наименьшее влияние длины пролета среза на несущую способность по наклонным сечениям (всего лишь 1,22 раза) произошло в балке таврового профиля с толстыми свесами сжатых полок ($e_{c\sigma}/h_f' = 5/10$ см = 0,5 – см. схема поперечного сечения 4, графа 6) и с большим количеством поперечной арматуры, принятой в данном эксперименте ($\mu_{sv} = 0,5\%$).

Выводы по пункту 1:

1. Из табл. 1 видно, что наибольшее влияние длины пролета среза (то есть изгибающего момента) понижающее несущую способность изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям происходит в балках прямоугольного профиля без поперечной арматуры или с малым ее количеством ($\mu_{sv} = 0,167\%$).

2. Увеличение количества поперечной арматуры более интенсивно понижает влияние длины пролета среза на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям в балках прямоугольного профиля по сравнению с аналогичными балками таврового профиля.

3. Так как в изгибаемых железобетонных балках таврового профиля, за счет работы свесов сжатых полок, влияние длины пролета среза (т.е. изгибающих моментов) на несущую способность по наклонным сечениям значительно меньше по сравнению с балками прямоугольного профиля, то эффективность применения балок таврового профиля оказывается более высокой по сравнению с балками прямоугольного профиля. Особенно это касается балок мостов, подкрановых балок промышленных зданий и других конструкций, воспринимающих нагрузки с постоянно изменяющимися значениями величины пролета среза.

4. Наименьшее влияние длины пролета среза (изгибающего момента) на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов по наклонным

сечениям происходит в балках таврового профиля с увеличением толщины свесов сжатых полок при небольшой их ширине с одновременным увеличением количества поперечной арматуры. В приведенных опытах балка с относительной шириной свесов сжатых полок $e_{c\sigma}/h_f' = 5/10$ см = 0,5 и количеством поперечной арматуры $\mu_{sv} = 0,5\%$ является наиболее эффективной, так как увеличение пролета среза от $c = 1,5h_0$ до $c = 3h_0$ понизило ее несущую способность по наклонным сечениям всего лишь в 1,22 раза (см. табл. 1, схема поперечного сечения 4, графа 6).

2. Влияние размеров свесов сжатых полок на несущую способность по наклонным сечениям изгибаемых железобетонных элементов таврового профиля (табл.2).

Экспериментальные исследования показали, что в изгибаемых железобетонных балках таврового профиля без предварительного напряжения продольной арматуры влияние размеров свесов сжатых полок на несущую их способность по наклонным сечениям зависит от многих факторов. В том числе: от количества поперечной арматуры, от длины пролета среза, от толщины ребра в поперечном сечении балок (табл. 2 – где балки таврового профиля имеют обычную относительную толщину ребра $e/h = 10/30$ см = 0,33 в сравнении с табл. 3, где балки имеют малую относительную толщину ребра $e/h = 6/31$ см = 0,19).

Влияние размеров свесов сжатых полок на несущую способность балок по наклонным сечениям выражено через отношение несущей способности балок таврового профиля к несущей способности аналогичных балок прямоугольного профиля.

По данным табл. 2 видно, что наименьшее влияние свесов сжатых полок на несущую способность по наклонным сечениям происходит в балках таврового профиля с малыми пролетами среза ($c = 1,5h_0$).

При этом в некоторых балках таврового профиля с широкими свесами сжатых полок ($e_{c\sigma}/h_f' = 20/5$ см = 4) с малыми пролетами среза ($c = 1,5h_0$ и $c = 2h_0$), а также с малым количеством поперечной арматуры ($\mu_{sv} = 0,167\%$) несущая способность по наклонным сечениям оказалась меньше несущей способности аналогичных балок прямоугольного профиля (см. табл. 2 – схема поперечного сечения 3).

В балках таврового профиля с увеличением длины пролета среза, происходило понижение их несущей способности по наклонным сечениям, однако влияние свесов сжатых полок на несущую способность указанных балок существенно повышается (см. табл. 2, схемы поперечного сечения 2, 3 и 4).

Этим объясняется тот факт, что в балках таврового профиля влияние длины пролета среза на несущую способность по наклонным сечениям значительно меньше по сравнению с балками прямоугольного профиля.

С увеличением толщины свесов сжатых полок при постоянной их ширине несущая способность балок по наклонным сечениям возрастает.

Так, в балке с малыми пролетами среза ($c = 1,5h_0$) и количестве поперечной арматуры $\mu_{sw} = 0,167\%$ при отношении $v_{cb}/h_f^* = 5/5 \text{ см} = 1$ свесы сжатых полок повысили несущую способность балки таврового профиля в 1,07 раза больше, по сравнению с аналогичной балкой прямоугольного профиля (см. табл. 2 – схема поперечного сечения 2).

При увеличении толщины свесов сжатых полок h_f^* до отношения $h_f^*/v_{cb} = 10/5 \text{ см} = 2$ несущая способность балки таврового профиля, как указано выше, оказалась в 1,12 раза больше, по сравнению с аналогичной балкой прямоугольного профиля (см. табл. 2 – схема поперечного сечения 4).

С увеличением длины пролета среза влияние свесов сжатых полок на несущую способность балок по наклонным сечениям возрастает.

Так, в балке таврового профиля с пролетом среза $c = 3h_0$ и количеством поперечной арматуры $\mu_{sw} = 0,167\%$, при небольших размерах свесов сжатых полок ($h_f^*/v_{cb} = 5/5 \text{ см} = 1$) несущая способность по наклонным сечениям оказалась в 1,57 раза больше, по сравнению с балкой прямоугольного профиля (см. табл. 2 – схема поперечного сечения 2). В аналогичной же балке таврового профиля с малым значением длины пролета среза $c = 1,5h_0$ свесы сжатых полок повысили ее несущую способность по наклонным сечениям, как отмечено выше, всего лишь в 1,07 раза больше по сравнению с балкой прямоугольного профиля.

В балке таврового профиля с пролетом среза $c = 3h_0$ и количеством поперечной арматуры $\mu_{sw} = 0,167\%$ толстые короткие свесы сжатых полок ($h_f^*/v_{cb} = 10/5 \text{ см} = 2$) повысили ее несущую способность по наклонным сечениям в 1,71 раза больше, по сравнению с балкой прямоугольного профиля. В аналогичной же балке таврового профиля с малым значением длины пролета среза $c = 1,5h_0$ свесы сжатых полок повысили несущую способность по наклонным сечениям, как отмечено выше, всего лишь в 1,12 раза больше, по сравнению с балкой прямоугольного профиля.

Таким образом, наиболее существенное повышение несущей способности балок таврового профиля по наклонным сечениям, за счет работы свесов сжатых полок, происходит в балках с короткими толстыми свесами (см. табл. 2 – схема поперечного сечения 4).

Примечание: Результаты опытов, приведенные в табл. 1 и 2 для балок с длиной пролета среза $c = 4h_0$, не могут быть приняты для каких-то выводов или замечаний в качестве достоверных, так как большая часть указанных балок (отмеченных в таблицах звездочками) разрушилась не по наклонным, а по нормальным сечениям.

Для проверки приведенных выше в данной статье результатов исследований, а также данных, заложенных в СНиП 2.03.01 - 84* [3], а впоследствии и данных, заложенных в СП 63.13330.2012 [1], автором статьи проведены экспериментальные исследования большого числа самостоятельно изготовленных и испытанных балок прямоугольного и таврового профилей, часть которых приведена в табл. 3.

Балки прямоугольного и таврового профилей высотой сечения $h = 310 \text{ мм}$ и с тонкой шириной ребра $v = 60 \text{ мм}$ ($0,19h$) имели в нижней зоне уширения, предназначенные для расположения продольной напрягаемой (а в некоторых балках ненапрягаемой) арматуры, а также для обеспечения их устойчивости в процессе испытаний (масштабные модели балок пролетных строений мостов).

Продольная арматура как в напрягаемых, так и в ненапрягаемых балках состояла из $3\text{Ø}12 \text{ A-V}$. Прочность бетона в среднем составляла 35 МПа.

Указанные балки, которые приведены в табл. 3, были изготовлены без поперечной арматуры ($\mu_{sw} = 0\%$) и с наличием поперечной арматуры при ее процентном содержании $\mu_{sw} = 1,3\%$ ($2\text{Ø}5 \text{ Вр-I}$ расположенной с шагом $S = 5 \text{ см}$) и $\mu_{sw} = 1,9\%$ ($2\text{Ø}6 \text{ A-III}$, расположенной также с шагом $S = 5 \text{ см}$). Балки таврового профиля имели среднюю и большую ширину свесов сжатых полок: $v_{cb} = 290 \text{ мм}$ ($2,58h_f^*$) и $v_{cb} = 520 \text{ мм}$ ($5,52h_f^*$).

На основании табл. 3 установлено, что в балках без поперечной арматуры и без предварительного напряжения нижней продольной арматуры свесы сжатых полок повысили несущую способность по наклонным сечениям при средней их ширине, равной $2,58h_f^*$ – в 1,118 раза, а при большой ширине свесов, равной $5,52h_f^*$ – в 1,322 раза (балки Б-2 и Б-3). В предварительно напряженных балках без поперечной арматуры со средними значениями предварительного напряжения нижней продольной арматуры свесы сжатых полок повысили несущую способность по наклонным сечениям при средней их ширине, равной $2,58h_f^*$ – в 1,378 раза, а при большой ширине свесов, равной $5,52h_f^*$ – в 1,617 раза (балки Б-5 и Б-6), что больше, по сравнению с влиянием свесов сжатых полок на несущую способность по наклонным сечениям в балках без предварительного напряжения. В предварительно напряженных балках без поперечной арматуры с сильным предварительным напряжением нижней продольной арматуры свесы сжатых полок повысили несущую способность по наклонным сечениям при средней их ширине в 1,304 раза, при большой ширине в 1,39 раза (балки Б-8 и Б-9), что несколько меньше, по сравнению с балками со средними значениями предварительного напряжения продольной арматуры.

В балках с наличием поперечной арматуры ($2\text{Ø}5 \text{ Вр-1}$ с шагом $S = 5 \text{ см}$), без предварительного напряжения нижней продольной арматуры свесы сжатых полок повышали их несущую способность по

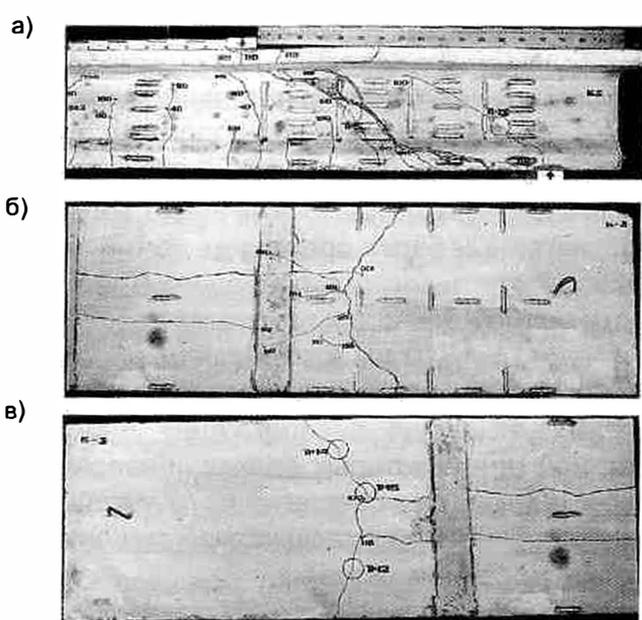


Рис. 2. Вид балки Б-3 после испытания

а - общий вид (правая сторона); б - вид сверху (правая сторона); в - вид сверху (левая сторона)

наклонным сечениям при средней их ширине – в 1,855 раза, при большой ширине в 2,019 раза (балки Б-11 и Б-12), что значительно больше, по сравнению с аналогичными балками без поперечной арматуры. В предварительно напряженных балках с наличием поперечной арматуры со средним значением предварительного напряжения нижней продольной арматуры свесы сжатых полков повысили их несущую способность по наклонным сечениям при средней их ширине в 1,845 раза, при большой ширине в 1,616 раза (балки Б-14 и Б-15), т.е. незначительно меньше, по сравнению с аналогичными балками без предварительного напряжения нижней продольной арматуры.

В предварительно напряженных балках с сильным предварительным напряжением нижней продольной арматуры при наличии поперечной арматуры, аналогично как и в балках без поперечной арматуры, влияние свесов сжатых полков повысило несущую способность по наклонным сечениям соответственно в 1,353 раза в балке с малой шириной свесов (балка Б-17) и в 1,38 раза в балке с широкими свесами сжатых полков (балка Б-18), что значительно меньше в сравнении с балками со средними значениями предварительного напряжения.

Влияние свесов сжатых полков на несущую способность по наклонным сечениям в балках таврового профиля с незначительным увеличением количества поперечной арматуры (2Ø6 А-III расположенной с шагом $S = 5$ см – балки от Б-19 до Б-27) происходило аналогично, как и в описанных выше балках от Б-10 до Б-18 с поперечной арматурой 2Ø5 Вр-1 с шагом $S = 5$ см.

3. Характерные виды разрушения по наклонным сечениям балок таврового профиля при отсутствии поперечной арматуры и при ее наличии (рис. 2 и 3 – по опытам автора статьи).

В балке Б-3 без поперечной арматуры и без предварительного напряжения продольной арматуры

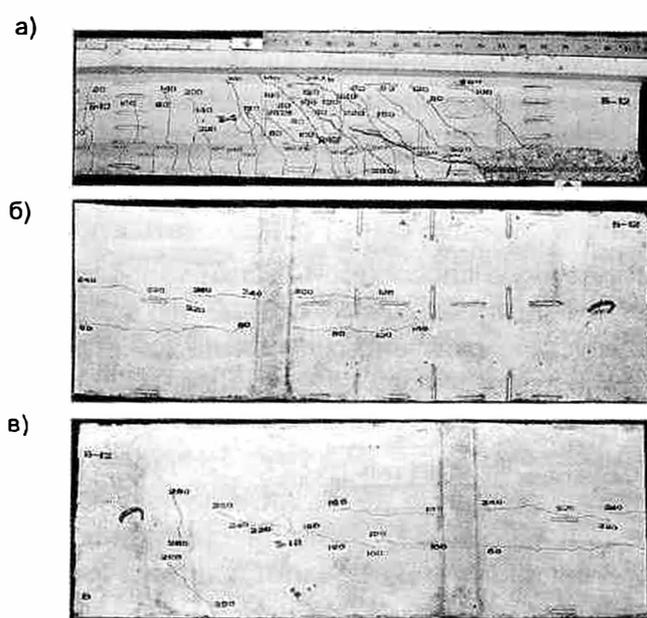


Рис. 3. Вид балки Б-12 после испытания

а - общий вид (правая сторона); б - вид сверху (правая сторона); в - вид сверху (левая сторона)

ры первые нормальные к продольной оси трещины появились в зоне чистого изгиба при нагрузке 34,3 кН. Первые наклонные трещины появились в зоне действия поперечных сил вблизи линии действия нагрузки при нагрузке, равной 40 кН. С дальнейшим увеличением нагрузки, после образования нескольких нормальных и наклонных к продольной оси трещин, в ребре балки появились продольные трещины на верхней грани сжатой полки при нагрузке, равной 100 кН. Образование трещин на верхней полке, вдоль боковых граней продольного ребра, произошло одновременно как в зоне чистого изгиба, так и в зоне действия поперечных сил, которые зашли на небольшую длину за пределы приложенных нагрузок (см. рис. 2).

С дальнейшим увеличением нагрузки продольные трещины на верхней полке балки развивались по высоте от верхней грани полки в сторону к нижней грани (в глубину полки), а также под углом к продольной оси балки по направлению к боковым граням сжатой полки в сторону опор. При этом работа балки таврового профиля трансформировалась в работу балки прямоугольного профиля.

Следует отметить, что в балке Б-3 без поперечной арматуры и без предварительного напряжения продольной арматуры после образования трещин на верхней грани полки при нагрузке равной 100 кН вскоре произошло ее разрушение с изломом полки в зоне действия поперечных сил при нагрузке, равной 119 кН.

В аналогичной балке Б-12 (см. рис. 3) с поперечной арматурой, состоящей из 2Ø5 Вр-1, расположенной с шагом $S = 5$ см ($\mu_{sv} = 1,3\%$), вначале одновременно образовались как нормальные (в зоне чистого изгиба), так и наклонные (в зоне действия поперечных сил) трещины при нагрузке равной 60 кН. После образования продольных трещин на верхней полке вдоль боковых граней продольного ребра при нагрузке, равной 80 кН, разрушение произошло по наклонной в ребре балки трещине при нагрузке, равной 267,5 кН,

т.е. в 3,44 раза большей, по сравнению с нагрузкой образования продольных трещин на верхней грани балки. Разрушение произошло без излома верхней полки.

Т.е., несмотря на образование продольных трещин на верхней грани полки в балке Б-12, поперечная арматура расположена в указанной сжатой полке при хорошей ее анкеровке с поперечной арматурой, расположенной в ребре балки, сдерживала ускоренный рост развития этих трещин, а следовательно и трансформирование балки таврового профиля в балку прямоугольного профиля, как это происходило в балке Б-3 без поперечной арматуры. Ширина раскрытия продольных трещин на верхней грани полки в предельном состоянии по прочности наклонных сечений балки Б-12 (с поперечной арматурой) значительно меньше, чем в балке Б-3 (без поперечной арматуры) несмотря на то, что указанная прочность по наклонным сечениям балки Б-12 в 2,25 раза больше, по сравнению с балкой Б-3.

Выводы по пунктам 2 и 3:

1. Сравнивая табл. 3 с табл. 2 (схемы поперечного сечения 2 и 3), видно, что в балках таврового профиля с поперечной арматурой, при пролетах среза $c = 3h$ свесы сжатых полок при малой ширине ребра ($\nu = 0,19h$ – табл. 3) более интенсивно включаются в работу по восприятию действия поперечных сил в сравнении с балками при большей ширине ребра ($\nu = 0,33h_0$ – табл. 2). То есть влияние свесов сжатых полок на несущую способность по наклонным сечениям в балках таврового профиля с тонкими ребрами больше, чем в аналогичных балках с увеличением толщины ребра.

2. Опыты показали, что с увеличением длины пролета среза влияние свесов сжатых полок на несущую способность балок по наклонным сечениям воз-

растает, и наибольшее влияние свесов сжатых полок на несущую способность по наклонным сечениям будет, когда балки находятся на границе перед их разрушением по нормальным сечениям (т.е. когда балки будут равнопрочные по нормальным и наклонным сечениям). Поэтому в расчетах изгибаемых элементов по наклонным сечениям необходимо учитывать плавный переход влияния свесов сжатых полок от минимума при малых пролетах среза, когда балки разрушаются по наклонным сечениям, до максимума, когда балки начинают разрушаться по нормальным сечениям.

3. По результатам экспериментальных исследований, приведенных в данной статье, считаю целесообразным совершенствовать методику расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям с учетом всех факторов, изложенных в данной статье, включая влияние свесов сжатых полок на несущую способность элементов таврового профиля с ограничением указанного влияния определяемого по расчету (с большой осторожностью в надежности результатов) коэффициентом $\varphi_f \leq 0,5$ – для балок с толстыми короткими свесами сжатых полок и коэффициентом $\varphi_f \leq 0,3$ – для всех остальных балок таврового профиля.

Библиографический список

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. - М., 2002.
2. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции.
3. СП 63.13330.2012. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 / НИИЖБ им А.А. Гвоздева. - М.: институт ОАО "НИЦ" Строительство", 2012. - 147 с.
4. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*. - М.: ОАО "ЦНИИС", 2011. - 346 с.
5. Игнатвичус Ч. Исследование прочности железобетонных прямоугольных и тавровых балок по наклонному сечению // Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук. - Вильнюс. - 1973.

УСИЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

А.Н. ДАВИДЮК, д-р техн. наук, директор, Н.А. СПИВАК, канд. техн. наук (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева)

ПРИМЕНЕНИЕ ВЫСОКОПРОЧНЫХ КОМПОЗИТОВ ДЛЯ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Композиты (композиционные материалы) – искусственно изготовленные смесевые конгломераты, работающие как одно целое. Большой класс композитов представляют собой армированные пластики. В высокопрочных композитах в роли армирующего элемента используются высокопрочные, высокомодульные волокна: углеродные, арамидные, стеклянные, базальтовые. Эти материалы по своим прочностным характеристикам не уступают стали и в строительстве составляют ей конкуренцию, а по некоторым параметрам

композиты значительно превосходят сталь. Например, удельная плотность композитов в 4-5 раз меньше стали, что уменьшает общий вес конструкции. Композиты имеют отличные от железа источники сырья и являются, с этой точки зрения, более перспективными. Изучение композитов как строительных материалов началось в пятидесятые годы прошлого века, и за прошедшее время разработан широкий круг изделий из композитов, отличающихся по своему составу и технологии изготовления.

На основе углеродных волокон разработана технология ремонта и усиления железобетонных конструкций, сейсмоусиления зданий. Системы включают однонаправленные ленты, двунаправленные ткани, ламинаты, связующие составы. Производителями усиливающих систем проделана большая работа по достижению совместимости связующего состава с углеродным волокном и бетоном с целью достижения адгезионной прочности на уровне прочности бетона. Для конструктивных элементов, воспринимающих большие нагрузки, на основе высокомодульных волокон разработаны ламинаты (пластины композита). Основным нормативным документом по использованию усиливающих систем в строительстве является "Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами" 2006 г. Отечественные производители организовали изготовление полного комплекса материалов (совместимых между собой) усиливающих систем.

На базе этих исследований, выполненных совместно с ОАО "КТБ ЖБ" за последние годы, были проведены работы по усилению железобетонных перекрытий, балок и др. Наиболее крупные объекты – ТЦ "Ашан", Москва, ул. Люблинская, строящееся многофункциональное здание (Москва, ул. Кульнева). Обследование ТЦ выявило недостаточность нижнего армирования балок перекрытия, что привело к образованию нормальных трещин на нижней поверхности. На основе расчетов было проведено внешнее армирование многослойной усиливающей отечественной системой с использованием углеволокна "FibARM" (рис. 1).



Рис. 1. Многослойное внешнее армирование углепластиком балок перекрытия ТЦ "Ашан"

На основе исследований работа слоев системы, кроме первого, принималась с понижающим коэффициентом из-за большого отличия в модулях упругости углеволокна и связующего.

Обследование многофункционального здания на ул. Кульнева выявило недостаточное верхнее армирование при колонной области монолитного перекрытия на 32-х этажах, появление трещин. На основе расчетов проведено внешнее армирование усиливающей системой "FibARM" с проведением дополнительной анкеровки в бетоне колонн (рис. 2). В связи с большим отличием модулей упругости углеволокна и связующего в анкерах применялся модифициро-

ванный клеящий состав с повышенным модулем упругости.

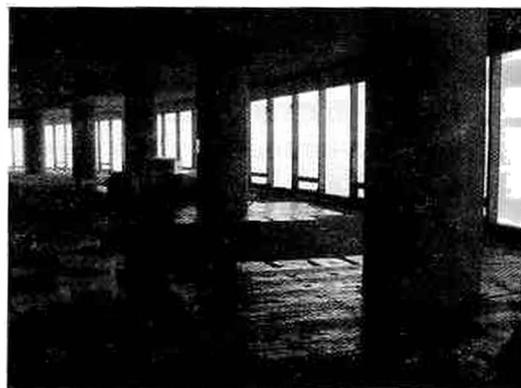


Рис. 2. Внешнее армирование углепластиком верхней поверхности монолитного перекрытия с анкерровкой в бетоне колонн

Углепластики, несмотря на высокую стоимость, уже сейчас используются во многих отраслях промышленности, причем в некоторых областях они стали незаменимы (например, в зданиях, главным условием которых является сохранение фасадного облика или полезного объема). Область применения углеволокна в строительстве расширяется большими темпами, в сейсмоопасных странах идут большие работы по защите зданий от землетрясений с помощью систем на основе углеволокна, рассматриваются проекты больших пролетных сооружений из углепластика и др.

Рассматривая общее состояние этого направления, опираясь на многолетний опыт работы с усиливающими системами и проводимые исследования в этой области, очевиден вывод об острой необходимости разработки новых связующих составов для строительных углепластиковых систем, отвечающих современным требованиям.

На основе стеклянных и базальтовых волокон разработана неметаллическая арматура, по размерам и форме идентичная стальной. Исследования неметаллической арматуры длятся более 50 лет. За эти годы подобраны исходные материалы, в частности щелочностойкие стеклянные волокна, связующие, имеющие хорошее сродство к волокну и к бетону. Достаточно полно изучены прочностные и эксплуатационные свойства неметаллической арматуры, ее долговечность в различных условиях эксплуатации, определена номенклатура строительных конструктивных изделий, где использование неметаллической арматуры предпочтительнее стальной. Подготовлен и введен ГОСТ на производство стелопластиковой и базальтопластиковой арматуры, разрабатывается свод правил по расчетам и проектированию применения неметаллической арматуры в строительстве. Некоторыми производителями разработаны стандарты организаций (СТО) на применение неметаллической арматуры в строительных изделиях, например "Применение неметаллической композитной арматуры АСП и АБП в бетонных конструкциях", разработанный ОАО "КТБ ЖБ".

На основе этих волокон разработаны и применяются в строительстве профильные пультрузионные

изделия: трубы, швеллер, двутавр, профнастил, труба прямоугольная и т.п. Производителями пултрюзонных изделий отработана технология изготовления, подобрано связующее, отечественной промышленностью освоен выпуск связующих, пригодных для пултрюзонной технологии. В настоящее время область применения пултрюзонных изделий весьма ограничена, однако она расширяется, и ведущие фирмы возводят целые объекты из стекло-базальтопластиковых пултрюзонных материалов, например пешеходные переходы.

Наряду с преимуществами (высокая прочность, малая удельная плотность, химическая стойкость) высокопрочные композиты имеют ряд недостатков, не позволяющих в настоящее время полностью заменять сталь в строительных конструкциях. Один из них – низкий модуль упругости стеклопластиковых и базальтопластиковых изделий. Начиная с 60-х годов, проводятся исследования этих композитов в изгибаемых конструкциях. Ниже приведены результаты наших испытаний балок со стеклопластиковой и базальтопластиковой арматурой (табл. 1).

Образцы (балки) были с поперечным сечением 100×140 мм и длиной по 2 м, где в качестве рабочей продольной арматуры применялась стержневая базальтопластиковая и стеклопластиковая арматура диаметрами 5, 8 и 10 мм. Испытание опытных образцов на изгиб производилось на стенде гидравлического пресса. Нагрузка передавалась на балку домкратом постепенно двумя сосредоточенными силами через распределительную траверсу, которая опиралась на балку через шарнирные опоры (рис. 3).

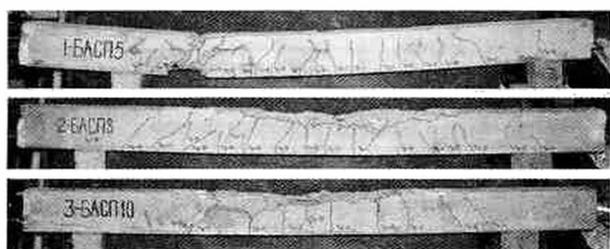


Рис. 3. Общий вид опытных образцов после испытания на изгиб

Таблица 1
Ширина раскрытия нормальных трещин балок

№ серии	Арматура	Напряжения в растянутой арматуре σ_s , МПа	Величина раскрытия трещин, мм
I	Стеклопластиковая $\varnothing 5$	1540	0,90
	Базальтопластиковая $\varnothing 5$	1599	0,75
II	Стеклопластиковая $\varnothing 8$	1018	2,00
	Базальтопластиковая $\varnothing 8$	1015	1,75
III	Стеклопластиковая $\varnothing 10$	757	1,25
	Базальтопластиковая $\varnothing 10$	670	1,20

Общий вывод испытаний – величины ширины раскрытия нормальных трещин более чем в 2 раза превосходят допустимые значения, что обусловлено низким модулем упругости использованных композитов.

В табл. 2 приведены основные прочностные характеристики композитов и волокон.

Таблица 2

Свойства высокопрочных композитов и волокон

Свойства композитов	Углепластик	Углеволоконно	Стеклопластик	Стекловолокно	Базальтопластик	Базальтоволокно
Удельная плотность, кг/м ³	1700	1800	1900	2500	1900	2500
Модуль упругости, ГПа	170	230	50	73	60	90
Прочность при разрыве, МПа	2500	4800	1600	2500	1800	2600
Теплостойкость, °С	100	2000	100	600	100	700

Результаты испытаний конструктивных элементов показывают, что для расширения области использования в строительстве высокопрочные композиты должны обладать более высоким модулем упругости. Потенциальные возможности для этого имеются (см. табл. 2), и необходимо провести исследовательские работы в направлении совершенствования технологии изготовления композитов.

На возможность повышения прочностных характеристик композитов указывает их зависимость от толщины изделия, показанная в табл. 3.

Таблица 3

Характеристики композитов

Вид композита	Модуль упругости, ГПа	Прочность при разрыве, МПа
Углепластик толщиной 1,2 мм	165	3000
Углепластик толщиной 5 мм	130	2300
Стеклопластик толщиной 5 мм	60	1600
Стеклопластик толщиной 10 мм	50	1200

Кроме того, одним из существенных недостатков высокопрочных композитов является низкая теплостойкость, которая полностью определяется теплостойкостью связующего. Исследования по изменению прочности высокопрочных композитов при росте температуры насчитывают несколько десятков лет. В табл. 4 приведены результаты падения прочности стеклопластиков и базальтопластиков с ростом температуры.

Таблица 4

Прочностные свойства образцов при воздействии высокой температуры

Температура обработки образцов, °С	22	50	100	150	200	250
Напряжение разрыва образцов стеклопластика, МПа	1400	1300	1040	980	880	710
Напряжение разрыва образцов базальтопластика, МПа	1500	1370	1140	1020	950	810

Из полученных результатов видно, что прочность композитов падает на 10% при нагревании до 50°С, а при 250°С снижается в два раза.

Исследование усиливающих систем на основе углеволокна и высокопрочных композитов позволяют сделать вывод о несовершенстве применяемых связующих и технологии изготовления композитов. Полимерное связующее и технология производства должны гарантировать высокопрочные композиты с модулем упругости, остающимися на уровне модуля упругости волокна и гораздо менее зависящими от толщины и температуры прочностными характеристиками.

Следует констатировать, что исследования по разработке высокопрочных композитов, удовлетворяющих строителей по физико-механическим свойствам, прежде всего ведутся недостаточно интенсив-

но. Это связано с отсутствием финансирования в этом направлении, ослаблением технических связей производителей и потребителей композитов. Использование же всего имеющегося потенциала этих материалов в строительстве позволит значительно улучшить прочностные и эксплуатационные свойства бетона, его долговечность. В перспективе изделия из высокопрочных композитов способны заменить сталь, в том числе высоколегированную, в конструкционном бетоне, подземных сооружениях, сооружениях, работающих в агрессивных средах и повышенной влажности, а также за счет малого веса увеличить этажность зданий, длину пролетов, улучшить архитектурный облик зданий.

БЕТОНЫ

А.В. ШЕЙНФЕЛЬД, канд. техн. наук (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева)

ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ИЕРАРХИЧЕСКОЙ МИКРО- И НАНОСТРУКТУРЫ ЦЕМЕНТНЫХ СИСТЕМ С КОМПЛЕКСНЫМИ ОРГАНОМИНЕРАЛЬНЫМИ МОДИФИКАТОРАМИ

Несмотря на значительный объем исследований структуры цементных систем с комплексными органо-минеральными модификаторами, решение задачи объяснения свойств таких сложных поликристаллических структур с позиций физико-химической механики следует искать путем установления взаимосвязи физико-химических представлений о кинетике процессов и структуре цементного камня с реологическими моделями, которые являются основой для оценки механических и деформационных изменений в бетонах.

Бетон, с позиции физико-химической механики дисперсных структур, может быть охарактеризован как коагуляционно-кристаллизационная капиллярно-пористая иерархическая конгломератная (композитная) структура твердения [1]. Представление о структуре бетона, выявляющее иерархический характер его строения, приведенное в таблице, показывает, что каждый ее уровень состоит из капиллярно-пористой деформируемой матрицы, в которую включены плотные условно недеформируемые зерна заполнителя, связанные с матрицей по поверхности контакта.

Это представление о структуре бетона, частично совпадающее с первоначальной идеей В.Н. Юнга о цементе, как о "микробетоне", учитывающее взгляды И.Н. Ахвердова, В.В. Бабкова, Ф.М. Иванова, А.М. Подвального и А.Е. Шейкина, позволяет системно объяснить свойства бетона при различных воздействиях.

Развитие методов и аппарата исследований, а также работы по модифицированию бетонов ультрадисперсными материалами позволили развить более глубокие представления об иерархической структуре

цементных систем на микро- и наноуровнях с учетом представлений о степени дисперсности и взаимосвязи элементов каркаса и поровой структуры [2].

Иерархическая модель структуры бетона [1]

Уровни	Система (структурные уровни)	Компоненты	
		капиллярно-пористые, деформируемые	плотные, условно недеформируемые
Макроуровни	Бетон	Цементно-песчаный раствор	Крупный заполнитель
	Цементно-песчаный раствор	Цементный камень	Мелкий заполнитель
	Цементный камень	Гидратированная масса	Клинкерные реликты
Микроуровень	Гидратированная масса	Кристаллический сросток, поровое пространство	Отдельные кристаллы и кристаллогидраты

Использование комплексных органо-минеральных модификаторов, содержащих в своем составе суперпластификатор (СП) и комплекс ультрадисперсных и грубодисперсных материалов, в значительной степени влияет на процессы гидратации цемента, формирования фазового состава новообразований и поровой структуры цементного камня [3].

Введение в цементную систему комплексного органо-минерального модификатора позволяет уменьшить водосодержание, равномерно распределить частицы в объеме цементного камня и заполнить

пространство между грубодисперсными частицами цемента (Ц) и золы-уноса (ЗУ) ультрадисперсными частицами микрокремнезема (МК) таким образом, чтобы существенно уменьшить начальное расстояние между противостоящими участками поверхностей, которые имеют сходный с продуктами гидратации химический состав и являются центрами кристаллизации новообразований. Это приводит к уменьшению свободных локальных объемов и "стесненным" начальным условиям роста кристаллов, что наряду с направленным образованием низкоосновных гидросиликатов кальция способствует снижению размеров всех новообразований, повышению плотности и дисперсности структуры, а также развитию количества и площади контактов между отдельными кристаллами.

Для наглядности рассмотрим комплексный органический модификатор, минеральная часть которого представлена только микрокремнеземом.

Теоретически расчет величины начального расстояния между противостоящими участками поверхности частиц в системе Ц-МК-СП-В может быть выполнен при следующих допущениях:

- твердые частицы и жидкая фаза равномерно распределены в цементной системе за счет использования суперпластификатора, снижающего вязкость системы и способствующего большей степени дисперсации и пептизации вяжущего;

- цемент рассматривается в виде непористых частиц, равномерно распределенных в объеме суспензии микрокремнезем + жидкая фаза;

- микрокремнезем рассматривается в виде непористых шарообразных частиц, равномерно распределенных в жидкой фазе, – водном растворе суперпластификатора;

- плотность жидкой фазы принимается равной 1000 кг/м^3 в связи с низкой концентрацией раствора суперпластификатора в общем объеме воды затворения (не более 10%), которая зависит от $V/(Ц+МК)$ и дозировки МК;

- объемом вовлеченного в систему воздуха (3-5%) можно пренебречь.

Тогда величина начального расстояния между противостоящими участками поверхности частиц в системе Ц-МК-СП-В может быть рассчитана по формулам:

$$h_{ц} = 2 \left[\frac{a}{\rho_{mk}} + \frac{v(1+a)}{1000} \right] / S_{ц}; \quad (1)$$

$$h_{мч} = \frac{2v(1+a)}{1000(aS_{mk} + S_{ц})}, \quad (2)$$

где: $h_{ц}$ - начальное расстояние между частицами цемента в системе Ц-МК-СП-В (м); $h_{мч}$ - начальное расстояние между поверхностью частиц в системе Ц-МК-СП-В (м); ρ_{mk} - истинная плотность микрокремнезема (кг/м^3); a - дозировка микрокремнезема от массы цемента (массовых долей); v - водотвердое отношение $V/(Ц+МК)$; $S_{ц}$, S_{mk} - удельная поверхность цемента и микрокремнезема ($\text{м}^2/\text{кг}$).

Расчетные величины начального расстояния между противостоящими участками поверхности частиц (при значениях истинной плотности микрокремнезема 2200 кг/м^3 и удельной поверхности цемента и микрокремнезема 350 и $20100 \text{ м}^2/\text{кг}$ соответственно) в зависимости от водотвердого отношения $V/(Ц+МК)$ и дозировки микрокремнезема приведены на рис. 1.

Данные, приведенные на рис. 1, показывают, что, несмотря на линейное увеличение расстояния между частицами цемента (прямые 1б, 2б и 3б), расстояние между поверхностью частиц в системе Ц-МК-СП-В с увеличением дозировки микрокремнезема при различных $V/(Ц+МК)$ уменьшается неравномерно (кривые 1а, 2а и 3а).

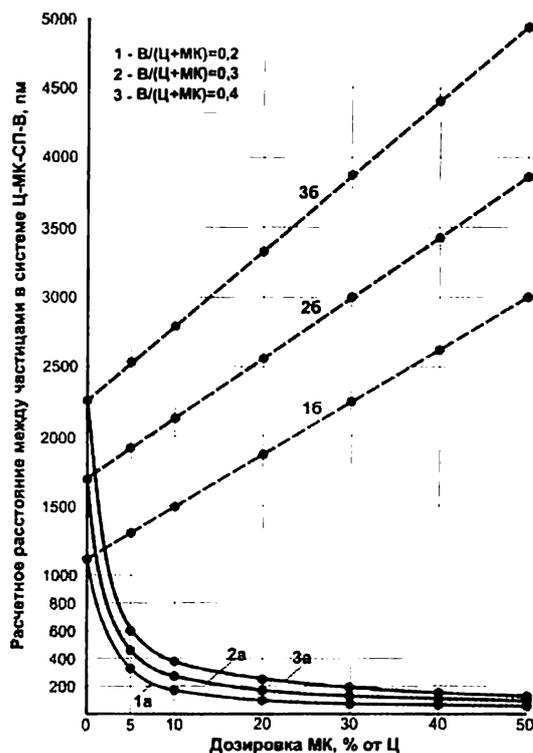


Рис. 1. Начальное расстояние между частицами в системе Ц-МК-СП-В

а - начальное расстояние между поверхностью частиц; б - начальное расстояние между частицами цемента

При повышении дозировки МК до 10% массы цемента начальное расстояние между поверхностями частиц резко (в 6 раз) снижается и может составлять в зависимости от $V/(Ц+МК)$ 186...373 нм. Дальнейшее увеличение дозировки микрокремнезема на 10% (до 20-50% массы цемента) ведет к менее значительным (в 1,7-1,1 раза) изменениям начального расстояния между поверхностями частиц, которое может в зависимости от $V/(Ц+МК)$ составлять 58...220 мкм.

Дополнительное введение в цементную систему золы-уноса не приводит к изменению формул (1) и (2), так как ЗУ может рассматриваться в виде непористых шарообразных частиц с истинной плотностью, равной истинной плотности МК (2200 кг/м^3), и с удельной поверхностью, практически соответствующей удельной поверхности цемента ($310\text{-}330 \text{ м}^2/\text{кг}$).

Вместе с тем, замещение части ультрадисперсного микрокремнезема на грубодисперсную золу-уноса в составе минеральной части комплексного органического

нерального модификатора приводит к снижению количества МК относительно массы цемента и соответственно к увеличению начального расстояния между поверхностями частиц или потребует повышения дозировки модификатора в системе Ц-МБ-В (рис. 2).

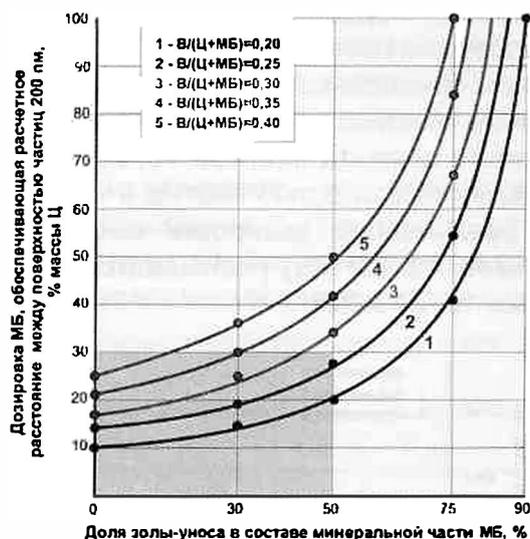


Рис. 2. Дозировка комплексных органоминеральных модификаторов, обеспечивающие расстояние 200 нм между поверхностью частиц в системе Ц-МБ-В

Полученные результаты показывают, что варьирование составом минеральной части (МК/ЗУ от 100/0 до 50/50) и дозировкой комплексных органоминеральных модификаторов (от 10% до 30% массы цемента) позволяет ограничить рост кристаллов в направлении, перпендикулярном поверхности исходных частиц, до 100 нм в широком диапазоне водотвердых отношений $V/(Ц+МБ) = 0,2-0,4$. Вместе с тем, при дальнейшем твердении происходит постепенная гидратация цемента до уровня 50-70%, что влечет за собой высвобождение значительных объемов толщиной до 1-2 мкм, изначально занимаемых частицами цемента.

Таким образом, можно предположить, что структура высокопрочного цементного камня с комплексным органоминеральным модификатором в зависимости от начального расположения частиц в системе, а также степени дисперсности и фазового состава новообразований будет состоять из трех областей (рис. 3).

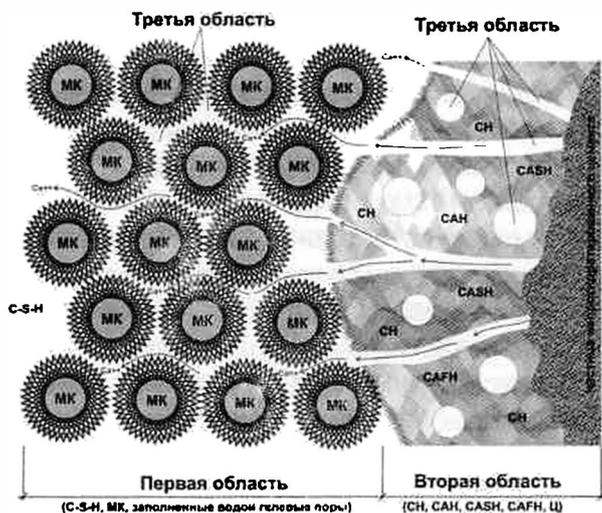


Рис. 3. Схема структуры и процессов ограничения роста кристаллов в системе Ц-МБ-В

Первая область – пространство между частицами цемента и золы-уноса, заполненное микрокремнеземом и жидкой фазой, в котором свободные локальные объемы для роста кристаллов ограничены поверхностями частиц МК, а формирование структуры происходит, согласно А.А. Байкову, вследствие растворения поверхностных слоев цемента и диффузии гидратированных ионов в глубину пространства. При этом поверхность частиц микрокремнезема является поставщиком кремнекислородных анионов в центральные зоны межзернового пространства, куда поступают ионы кальция от поверхности частиц цемента, а кремнекислородные анионы из-за больших размеров и малой подвижности практически не доходят [4]. Ионы Ca^{2+} вступают в реакцию с гидроксильной поверхностью МК, обладающей высокой поверхностной энергией 130 эрг/см² [5], которой вполне достаточно для образования зародышей кристаллизации, и при определенной их концентрации в жидкой фазе способствует контактным взаимодействиям и формированию малопрочных структур [6]. В дальнейшем происходит рост зародышей и появление первичного каркаса с субмикроскопическим уровнем дисперсности, который в дальнейшем образует слоистую структуру CSH геля.

Скорость процесса диффузии Ca^{2+} и их связывания в структуру CSH геля зависит от качества (соотношения МК/ЗУ) минеральной части МБ и количества суперпластификатора в его органической части. Изменяя количество СП и МК в составе комплексного органоминерального модификатора и дозировку МБ, можно сбалансировать процесс выделения ионов кальция и их связывания кремнекислородными анионами как напрямую – путем изменения скорости процессов гидратации цемента и величины активной поверхности МК, так и опосредованно – путем изменения скорости диффузии Ca^{2+} за счет варьирования расстоянием между частицами и зарядом их поверхности в системе. Так, уменьшение расстояния между частицами менее толщины диффузионной части двойного электрического слоя, которая, по данным [7], составляет 100 нм, а также снижение величины электрокинетического ζ -потенциала от -20 мВ до -49 мВ за счет постепенного введения СП и МК, имеющего отрицательный заряд поверхности, снижают подвижность ионов в 3-10 раз по сравнению с обычным раствором [8].

Возможность направленного регулирования процессов образования CSH геля за счет комплексных органоминеральных модификаторов способствует значительному увеличению в его составе количества низкоосновных гидросиликатов кальция типа CSH(I), которые кристаллизуются в виде тонких переплетенных волокон, деформируемых листов или пластинок толщиной 2,5-7 нм, шириной 35-50 нм и длиной менее 1 мкм, прочность которых может достигать 1000-1300 МПа [9...12]. По данным [11], фаза CSH(II) кристаллизуется в виде призматических пластинок, часто срастающихся в сноповидные сростки разме-

ром до 30-50 мкм, и имеет прочность меньше, чем у других ГСК, которая при увеличении плотности и снижении размеров кристаллов может достигать 700-800 МПа [12].

По существу, образующийся CSH гель представляет собой наносистему (наноккомпозит) – гетерогенный материал, находящийся в ограниченном пространстве МК пространстве, в котором одна из фаз в одном из трех измерений имеет размер не более 100 нм. Исходя из основных положений синергетики дисперсно-наполненных композитов [13], в граничном слое по поверхности частиц МК образуется ориентационно-структурированная оболочка из CSH геля, отдельные кристаллы которого сближаются, и их граничные слои начинают взаимодействовать между собой, образуя протяженную пленочную структуру, а сам гель начинает проявлять неаддитивные специфические свойства – резкое повышение прочности, непроницаемости и долговечности.

Таким образом, при определенном составе и дозировке комплексного органоминерального модификатора, а также водотвердом отношении осуществляется фазовый переход геля CSH из объемного состояния в пленочное, с формированием граничных слоев, структура которых соответствует CSH(I).

По существу, используя комплексные органоминеральные модификаторы, позволяющие влиять на направленный синтез гидросиликатов кальция и создающие условия для самоорганизации нанобъекта – пленочной структуры геля CSH(I), мы имеем дело с методикой, регулирующей структуру и состав цементного камня, в масштабах до 100 нм которую можно отнести к нанотехнологии "снизу вверх" [14].

Вторая область – пространство, изначально занимаемое частицами цемента, высвобождение которого обусловлено уменьшением их размеров в процессе гидратации, в котором формирование структуры, по-видимому, происходит, согласно М.М. Сычеву, как синтез твердого тела и следствие конденсации дисперсных систем. Твердение, согласно этой теории, обусловлено созданием "стесненных условий", при которых частицы находятся так близко одна к другой, что начинают действовать силы дальней связи, и полярные группы на поверхности работают, как кристаллизационные контакты валентного типа. В связи с ограничением пространства вдоль поверхности частиц цемента их размером и в перпендикулярном направлении величиной 1-2 мкм, а также снижением концентрации ионов Ca^{2+} за счет начального замедления гидратации цемента и повышенного связывания их в гидросиликаты кальция в данной области наиболее вероятно образование небольших (1-30 мкм) кристаллогидратов портландита, этрингита, гидроалюминатов и гидроферритов кальция, имеющих размеры значительно меньшие, чем в обычном цементном камне [15].

Третья область – поровое пространство, распределенное в структуре цементного камня в зависимости от размеров и морфологии образующих его кристаллов новообразований.

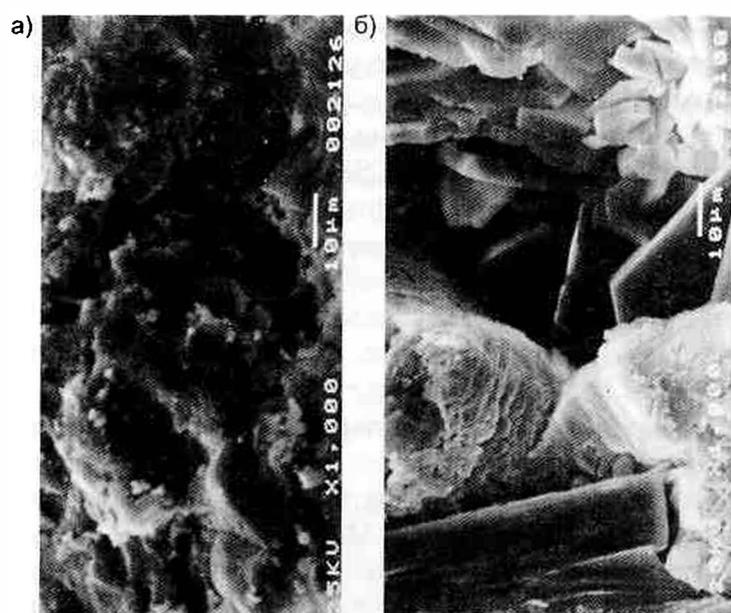
Проведенные исследования показали, что гелевые поры надмолекулярного уровня дисперсности диаметром $1 \cdot 10^{-3} \dots 5 \cdot 10^{-3}$ мкм, образование которых связано со степенью гидратации и содержанием высокодисперсных гидратов типа CSH(I), в нормальных условиях эксплуатации (влажность более 10%) могут рассматриваться как межслоевое пространство, заполненное водой, которая является частью структуры и более организована (имеет плотность 1200-1350 кг/м³), ведет себя, как твердое тело, способствует жесткости системы и повышает ее модуль упругости [16, 17].

Распределение капиллярных пор в объеме цементного камня с учетом его деления на две области с различной дисперсностью новообразований происходит неравномерно. Микрокапилляры субмикроскопического уровня дисперсности диаметром $5 \cdot 10^{-3} \dots 1 \cdot 10^{-1}$ мкм концентрируются в основной области, насыщенной гидросиликатами кальция. Макрокапилляры микроскопического уровня дисперсности диаметром $1 \cdot 10^{-1} \dots 2 \cdot 10^1$ мкм располагаются преимущественно во второй области, сформированной более крупными кристаллами портландита, этрингита, гидроалюминатов и гидроферритов кальция. Данная гипотеза подтверждается проведенными ранее исследованиями поровой структуры цементного камня, которые показали, что с увеличением количества МК в составе минеральной части и дозировки модификатора, приводящих к увеличению объема первой области, происходит снижение диаметров и объема капиллярной пористости [2, 3].

Технологические поры макроскопического уровня дисперсности диаметром $2 \cdot 10^1 \dots 2 \cdot 10^3$ мкм в виде воздушных пузырьков располагаются в насыщенной жидкой фазой первой области, так как по своему происхождению связаны с вовлеченным или защемленным воздухом, раковинами и т.п. Это подтверждается уменьшением объема технологических пор при снижении вязкости системы, связанного с увеличением количества СП в составе органической части и снижением дозировки МБ [3].

Представленное выше деление структуры высокопрочных цементных систем с комплексными органоминеральными модификаторами в зависимости от степени дисперсности частиц, фазового состава и свойств новообразований на отдельные области носит теоретический характер. В действительности, с учетом полифракционного состава частиц цемента и золы-уноса, при котором размеры частиц могут отличаться до 100 раз, а также возможности кристаллизации различных новообразований в поровом пространстве между отдельными областями цементного камня нет четких границ и всегда присутствует переходная зона, где происходит взаимопроникновение кристаллогидратов различного уровня дисперсности.

Таким образом, основываясь на работах Т. Пауэрса и А.Е. Шейкина [9, 17] и полученных представлениях о микро- и наноструктуре, а также о физических свойствах цементных систем с комплексными органоминеральными модификаторами, твердую



с МБ14-50С = 20%
массы цемента

без МБ

Рис. 4. Микрофотографии характерных участков гелевой части (а) и кристаллической части (б) высокопрочного цементного камня с $V/(Ц+МБ) = 0,23$

фазу цементного камня можно условно разделить на гелевую и кристаллическую части.

Гелевая часть включает в себя слабозакристаллизованную твердую фазу (субмикрорекристаллы) и имеет преимущественно слоистую структуру, состоящую в основном из гидросиликатов кальция (CSH), между которыми через тонкие водные прослойки действуют межмолекулярные силы сцепления Ван-дер-Ваальса, т.е. частицы твердой фазы в геле связаны обратимыми коагуляционными контактами. С учетом представлений об уровнях дисперсности [18] к этой части относятся заполненные водой гелевые поры размером менее $5 \cdot 10^3$ мкм, а также ультрадисперсные частицы микрокремнезема (рис. 4, а).

Под кристаллической частью подразумевается пронизывающий гель кристаллический сросток, в котором кристаллогидраты имеют сплошную (не слоистую) структуру и связаны друг с другом химическими связями. Частицы твердой фазы в этой составляющей цементного камня связаны между собой кристаллизационными контактами. С учетом представлений об уровнях дисперсности [18] сюда можно отнести портландит (CH), этtringит (CASH), гидроалюминаты (CAH) и гидроферриты (CAFH) кальция, а также зерна негидратированного цемента (Ц) и грубодисперсные частицы золы-уноса (рис. 4, б).

Основываясь на вышеизложенном, иерархическая структурная модель бетона с комплексными органоминеральными модификаторами, включающая в себя четыре уровня дисперсности и позволяющая одновременно с единых позиций учесть формирование как порового пространства, так и образующей его твердой фазы, приведена на рис. 5.

Выводы

1. Отпускная форма, состав и дозировка органоминеральных модификаторов позволяют постепенно

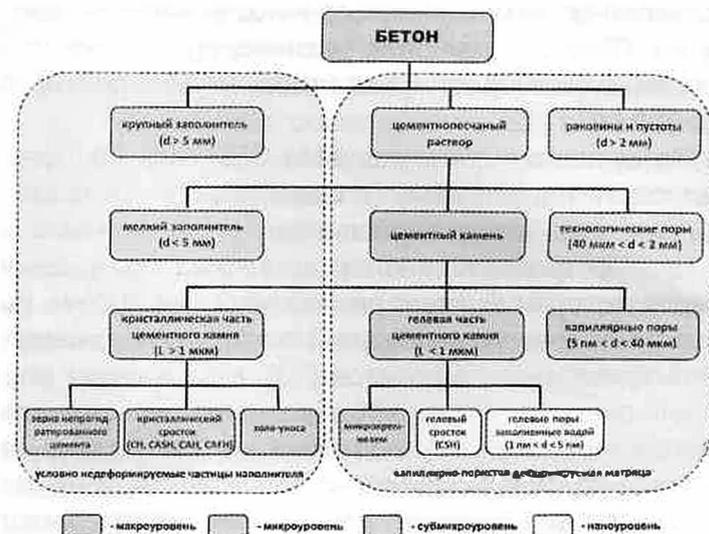


Рис. 5. Иерархическая структурная модель бетона с комплексным органоминеральным модификатором

и в заданном количестве увеличивать в системе Ц-МБ-В содержание СП и пуццолановоактивных материалов разного уровня дисперсности. Это способствует уменьшению водосодержания и созданию стесненных условий твердения, необходимых для ограничения возможности роста кристаллов новообразований, а также дает возможность управлять скоростью процессов гидратации, т.е. выделения Ca^{2+} и их связывания кремнекислородными анионами цемента, микрокремнезема и золы-уноса с преобладающим образованием низкоосновных гидросиликатов кальция.

2. Управление процессами, происходящими в цементных системах за счет использования комплексного органоминерального модификатора, позволяет направленно изменять фазовый состав цементного камня и создать условия для самоорганизации нанобъекта – пленочной структуры геля CSH(I), что приводит к увеличению прочности и долговечности цементных систем.

3. Предложена иерархическая структурная модель цементных систем с комплексными органоминеральными модификаторами, включающая в себя четыре уровня дисперсности и позволяющая одновременно с единых позиций учесть формирование как порового пространства, так и образующей его твердой фазы, на основании которой могут разрабатываться методики расчета прочностных и деформационных характеристик высокопрочных цементных систем.

Библиографический список

1. Подвальный А.М. Физико-химическая механика - основа научных представлений о коррозии бетона и железобетона // Бетон и железобетон. - 2000. - № 5. - С. 23-27.
2. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Кривобородов Ю.Р. Влияние структуры цементного камня с добавками микрокремнезема и суперпластификатора на свойства бетона // Бетон и железобетон. - 1992. - № 7. - С. 4-7.
3. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Кардумян Г.С. Новые модифицированные бетоны. - М.: ООО "Типография "Парадиз", 2010. - С. 258.
4. Колбасов В.М., Калинина М.А. Полифункциональные комплексные добавки как средство оптимизации качества цементов и их рационального использования // Цемент. - 1993. - № 1. - С. 61-65.

5. **Айлер Р.К.** Химия кремнезема. - М.: Мир, 1882. - Ч. 1.
6. **Щукин Е.Д.** Физико-химическая механика природных дисперсных систем. - М.: МГУ, 1985. - 266 с.
7. **Розенталь Н.К.** Коррозионная стойкость цементных бетонов низкой и особо низкой проницаемости. - М.: ФГУП ЦПП, 2006. - 520 с.
8. **Кривенко В.П., Скручинская Ж.Б., Белицкий И.В., Маляренко В.В.** Электрокинетические свойства шлакощелочных вяжущих // Цемент. - 1988. - № 3. - С. 22-23.
9. **Пауэрс Т.К.** Физическая структура портландцементного теста // Химия цементов / Под ред. Х.Ф.У.Тейлора: Пер. с англ. - М.: Стройиздат, 1969. - С. 300-319.
10. **Бабков В.В., Комохов В.Н., Капитонов С.М., Комохов П.Г.** Структурообразование и разрушение цементных бетонов. - Уфа, 2002. - 376 с.
11. **Бутт Ю.М., Окоороков С.Д., Сычев М.М., Тимашев В.В.** Технология вяжущих веществ. - М.: Высшая школа, 1965. - С. 141-143.
12. **Гринева М.К., Бутт Ю.М., Тимашов В.В. и др.** Исследование предела прочности при деформации растяжения монокристаллов ряда природных и синтетических гидросиликатов кальция // Тр. МХТИ им. Д.И. Менделеева. - М.: Силикаты, 1971. - № 68. - С. 234-237.
13. **Бобрышев А.Н., Козоматов В.Н., Авдеев Р.И., Соломатов В.И.** Синергетика дисперсно-наполненных композитов. - М., 1999. - С. 252.
14. **Королев Е.В., Баженов Ю.М., Береговой В.А.** Модифицирование строительных материалов нанокремнеземными трубками и фуллеренами // Строительные материалы - наука. - 2006. - № 8. - С. 2-4.
15. **Diamond S.** Scientific basis for the use of microsilica in concrete. Presented at First Seminar on Elkem Microsilica Technology, Elkem Chemicals, San Paulo, Sept., 1984.
16. **Тейлор Х.Ф.У.** Химия цементов. - М.: Издательство литературы по строительству, 1969. - 501 с.
17. **Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И.** Структура и свойства цементных бетонов. - М.: Стройиздат, 1979. - 344 с.
18. **Ратинов В.Б., Розенберг Т.И.** Добавки в бетон. - М.: Стройиздат, 1989.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

Н.В. САВИЦКИЙ, д-р техн. наук, проф., Т.М. ПАВЛЕНКО, канд. техн. наук, доц., А.Р. АББАСОВА, асп. (Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры, г. Днепрпетровск)

ВАКУУМЗОЛОБЕТОН – ОСОБЫЙ ВИД БЕТОНА

В настоящее время строители применяют золу тепловых электростанций (ТЭС) при приготовлении бетонов в качестве мелкого заполнителя, активной минеральной добавки, пластификатора и добавки-наполнителя [1, 2]. Следует отметить высокую эффективность использования зол в гидротехнических бетонах, особенно при строительстве плотин (США, Англия, Япония и др.) [3, 4]. Однако опыт использования этого отхода в строительстве выявил ряд существенных недостатков, сдерживающих его применение в технологии бетонов.

Практикой доказано, что для строителей лучше зола сухого отбора. Но, как правило, на большинстве ТЭС отсутствует оборудование для хранения и выдачи такой золы, поэтому получаемая зола транспортируется в отвалы гидравлическим способом, где из-за расслоения имеет непостоянный зерновой состав, наблюдаются значительные колебания ее влажности. Кроме того, в любой золе, даже сверхкислой, имеется некоторое количество извести, которая при наличии влаги со временем твердеет. В результате постоянно образуются известково-золяные микро- и макроконгломераты, что резко усложняет технологию отбора такой золы и ее использования (подача на БСУ, хранение в накопительных бункерах, выдача в бетоносмеситель через дозатор). При этом замедляется набор прочности в первый период твердения бетонов и растворов, имеющих в своем составе золу.

Золобетонные смеси обладают очень большой водопотребностью, что создает дополнительные проблемы у строителей. Использование жестких зо-

лобетонных смесей для формования изделий, например стеновых камней, не обеспечивает надежную немедленную распалубку из-за большой упругости таких смесей. Также не гарантировано получение четких граней и углов, во многих случаях возникают осыпания бетона, трещины, каверны и расслоения в отформованном изделии.

Следует отметить, что особенностью золы является наличие в ее зерновом составе несгоревших углеродистых частиц (НУЧ) и, соответственно, их влияние в некоторых случаях на свойства золобетонных смесей и бетонов.

Золобетон занимает особое место среди других мелкозернистых бетонов, поскольку размер частиц золы мало отличается от размера частиц цемента. В результате этого изменение соотношения между золой и цементом не позволяет улучшить зерновой состав золобетона. Таким образом, в отличие от обычных бетонов, где между частицами заполнителей имеются достаточно крупные пустоты, заполняемые цементным тестом, в золобетоне такой возможности нет. Будучи соразмерными, частицы золы и цемента располагаются без образования жесткого каркаса заполнителя. Более того, частицы цемента раздвигают зерна золы тем больше, чем больше расход цемента. В результате усадочные деформации таких золобетонов повышаются, усадка их становится чрезмерно большой, а морозостойкость недопустимо низкой.

Чрезвычайно малый размер пор предопределяет огромную удельную поверхность золы, существенно влияющую на свойства золобетонных смесей и золо-

бетонов. Проф. И.А Иванов при выполнении исследований, используя метод адсорбции азота, показал, что действительная удельная поверхность золы находится в пределах до $15 \text{ м}^2/\text{г}$. Приведенные данные более чем на порядок превышают удельную поверхность цемента [5].

Принципиальное отличие золобетона от обычного бетона заключается и в том, что в последнем цемент подвергается гидролизу и гидратации в условиях окружения его крупным заполнителем – малоактивной средой с незначительной удельной поверхностью. Цемент в этом случае твердеет в продуктах собственно гидролиза. В противоположность этому, в золобетоне гидролиз и гидратация цемента происходят в окружении активной среды – золы, имеющей огромную удельную поверхность, что существенно влияет на ход этих процессов и качество получаемых бетонов.

Нашими исследованиями доказано, что все перечисленные особенности и недостатки золы как заполнителя для бетонов при формировании изделий из золобетонных смесей вибровакуумированием практически не влияют на его качество. Это подтверждено и другими исследователями при вакуумировании бетонов на мелких и очень мелких песках (барханых, дюнных и т.п.) [6].

При выполнении исследований нами учтены разработки японских ученых М. Кокубу и Д. Ямада [7]. Для повышения эффективности использования золы они предложили ее предварительно перемешивать с водой до образования шлама с водозольным отношением около 0,5, что повышает однородность свойств бетона и облегчает контроль его качества. По мнению авторов работы, причинами улучшения удобообрабатываемости и долговечности бетона при применении так называемого "шламового метода" является разобшение водой отдельных частиц золы путем разрушения конгломератов. Кроме того, частично удаляется воздух, заключенный в порах.

Базируясь на данных результатах, предложенная нами технология получения золобетонов как легких бетонов с высокими физико-механическими свойствами заключается в следующем. В роторном смесителе путем тщательного перемешивания готовят зольный шлам с водозольным отношением около 0,5 (с учетом переменной влажности золы, поступающей из отвала). Затем приготовленный шлам через дозатор подают в бетоносмеситель, в который после этого дозируют цемент и готовят бетонную смесь. При формировании изделий методом вибровакуумирования излишняя вода затворения из уплотняемой бетонной смеси удаляется, и получают хорошо уплотненный бетон. Эффективность такой технологии подтверждена нашими дальнейшими исследованиями. При выполнении опытов использовали золобетонную смесь состава 1:4 (цемент:зола) с изменяющимся расходом воды с целью получения бетонных смесей разной подвижности. Применяли золу Приднепровской ТЭС (г. Днепропетровск) и цемент М400 Криворожского завода.

Прочность золобетонов определяли на образцах размером $15 \times 15 \times 7 \text{ см}$, которые испытывались в положении "на ребро". При формировании образцов продолжительность вакуумной обработки при разрежении 0,70...0,75 (полный вакуум принят за единицу) составила 10 мин, при этом измеряли количество извлеченной воды. С целью разрушения направленных капилляров и сводообразований в процессе вакуумирования осуществляли кратковременное периодическое вибрирование. Для сравнения, из бетонной смеси того же состава готовили жесткую смесь, из которой вибрационным способом с пригрузом 0,006 МПа формовали аналогичные образцы. Результаты исследований приведены на рис. 1.

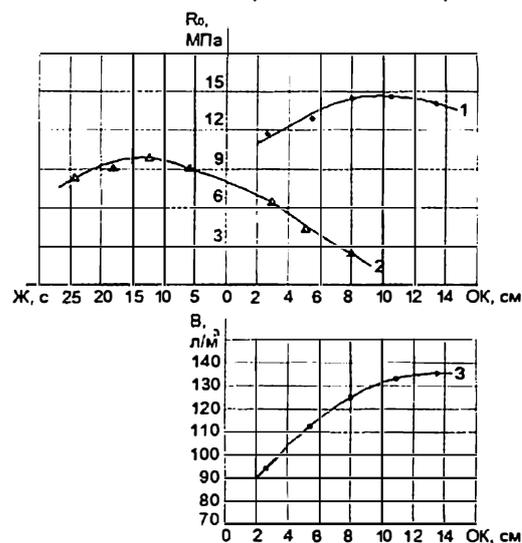


Рис. 1. Прочность золобетонов и количество извлеченной воды затворения при вакуумировании в зависимости от подвижности исходной бетонной смеси

1 - вакуумированный золобетон; 2 - то же, виброуплотненный; 3 - количество извлеченной воды

Как и следовало ожидать, золобетонная смесь, предназначенная для уплотнения вибровакуумированием, имеет рациональную подвижность ($OK = 8 \dots 10 \text{ см}$), а водозольное отношение составляет 0,48...0,53. При этих условиях получена наибольшая прочность вакуумзолобетона. Для виброуплотненных золобетонов наблюдаются известные закономерности – наибольшая прочность получена из жесткой золобетонной смеси ($Ж = 15 \text{ с}$).

При определении структурной прочности вакуумзолобетонов в исследованиях применяли золобетонные смеси с $OK = 8 \dots 10 \text{ см}$, виброуплотненные – с $Ж = 15 \text{ с}$. Виды образцов и режимы формирования использовались те же, что и в предыдущих опытах. Результаты испытаний показали (табл. 1), что структурная прочность свежееотформованного вакуумбетона выше в 4...5 раз, чем у виброуплотненного бетона из жесткой смеси при одном и том же В/Ц, практически одинаковых расходе цемента и плотности. Такая прочность достигается за счет капиллярного обжата водой затворения твердой фазы свежееотформованного бетона. Это является важнейшей особенностью вакуумированных бетонов. Столь высокая прочность свежееотформованных вакуумбетонов, по данным Р. Лер-

мита [8], позволяет формировать сборные или монолитные конструкции с немедленной распалубкой достаточно большой высоты (на этаж и более).

Таблица 1

Плотность и структурная прочность золобетонов в зависимости от их состава и способа уплотнения

Состав золобетонов (Ц:З)	В/Ц золобетонов		Плотность, кг/м ³		Структурная прочность, МПа	
	Виброуплотненного	Вибровакуумированного	Виброуплотненного	Вибровакуумированного	Виброуплотненного	Вибровакуумированного
1:3	1,59	1,59	1570	1606	0,03	0,14
1:4	1,53	1,53	1547	1588	0,02	0,1
1:5	1,46	1,46	1532	1561	0,018	0,08

Естественно предположить, что немедленная распалубка конструкций будет оказывать некоторое влияние и на прочность бетона в 28-суточном возрасте. Для проверки этого предположения были отформованы образцы с немедленной распалубкой из золобетонной смеси состава 1:4 (см. табл. 1) с целью определения прочности в указанном возрасте. Размеры образцов, а также режимы формования приняты такими же, как и в предыдущих опытах. Для сравнения, формовали вибровакуумированием и вибрированием партию образцов, которые распалубливали через 1 сут после формования. Все образцы твердели 28 сут в нормальных условиях. Результаты опытов приведены в табл. 2.

Таблица 2

Плотность свежотформованных золобетонов и их прочность в 28-суточном возрасте

Вид бетонов	В/Ц бетонов	Время распалубки	Плотность, кг/м ³	Прочность при сжатии, МПа
Вибровакуумированный	1,53	Немедленная	1621	13,4
Виброуплотненный	1,53	То же	1572	8,6
Вибровакуумированный	1,53	Через 1 сут после формования	1612	13,6
Виброуплотненный	1,53	То же	1581	10,2

У вибровакуумированных образцов, отформованных с немедленной распалубкой, не наблюдается снижения прочности в сравнении с прочностью образцов, освобожденных из форм через 1 сут после формования.

Образцы, отформованные вибрационным способом из жесткой бетонной смеси с немедленной распалубкой, имеют прочность на 14...16% меньше в сравнении с прочностью таких же образцов, но освобожденных из форм через 1 сут после формования. Такое снижение прочности виброуплотненных образцов, отформованных с немедленной распалубкой, объясняется частичным разрушением их структуры в начальный период твердения под действием гравитационных сил из-за недостаточного обжатия твердой фазы капиллярными силами.

Приведенные данные свидетельствуют о преимуществах вибровакуумированного золобетона перед виброуплотненным из жестких бетонных смесей, а также о высокой надежности предлагаемой технологии при формировании изделий и конструкций с немедленной распалубкой.

В общем случае вибровакуумирование предоставляет возможность повысить прочность золобетона практически в 2 раза. Прочность бетонов из жестких золобетонных смесей больше прочности бетонов из подвижных смесей только на 30...35%. Это объясняется недостаточным уплотнением вибрационным способом таких смесей.

С целью выявления закономерностей роста прочности исследуемых золобетонов (состав 1:4) во времени определяли их прочность в возрасте 3, 7, 14 и 28 сут (рис. 2). Подвижность исходной бетонной смеси, размеры образцов и режимы формования использовались такие же, как и в предыдущих опытах. Как и следовало ожидать, наблюдается более интенсивный рост прочности вакуумбетона в начальный период твердения по сравнению с виброуплотненными. Следует отметить, что через 3 сут твердения в нормальных условиях прочность вакуумированного золобетона в 2,5...3 раза больше виброуплотненного бетона из подвижной бетонной смеси и на 60...70% больше, чем золобетона из жесткой смеси. Наблюдается интенсивное твердение вибровакуумированного золобетона и в возрасте 7 и 14 сут. Как и в предыдущих опытах, из рис. 2 видно, что в возрасте 28 сут прочность вибровакуумированного золобетона вдвое больше, чем виброуплотненного из подвижной смеси, и существенно выше, чем виброуплотненного бетона из жесткой смеси. Таким образом, вакуумирование золобетонных смесей решает проблему их твердения в отдаленные сроки.

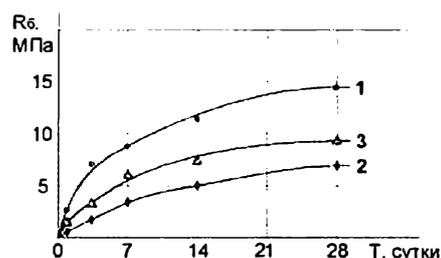


Рис. 2. Изменение (рост) прочности золобетонов во времени

1 - вибровакуумированный бетон; 2 - виброуплотненный из подвижной (исходной) смеси; 3 - то же, из жесткой смеси

Морозостойкость золобетона является одной из его важнейших характеристик, определяющих долговечность. Как известно, морозостойкость и водонепроницаемость определяются особенностями поровой структуры бетона. Наиболее опасными, с точки зрения морозостойкости бетона, являются сообщающиеся между собой капиллярные поры, способствующие значительному водонасыщению бетона. В.В. Стольников в качестве суммарной физической характеристики структуры бетона использовал показатель интенсивности капиллярного всасывания. В его исслед-

Состав и плотность золобетон

Вид золобетон	Расход материалов, кг/м ³			Плотность, кг/м ³
	Цемент	Зола	Вода	
Виброуплотненный из подвижной смеси	236	913	440	1589
Вибровакуумированный	248	1038	344	1630
Виброуплотненный из жесткой смеси	242	1028	342	1612

Таблица 4

Результаты испытания золобетон на морозостойкость

Вид бетон	Прочность при сжатии, МПа							Марка по морозостойкости
	после 28 сут твердения	контрольных образцов	после 3 циклов	после 5 циклов	после 8 циклов	после 13 циклов	после 20 циклов	
Виброуплотненный (исходного состава)	7,1	5,8	5,5	Образцы разрушены	–	–	–	F25
Вибровакуумированный	15,2	13,8	–	–	–	13,2	12,4	F75
Виброуплотненный из жесткой смеси	9,4	8,5	–	7,9	Образцы разрушены	–	–	F35

дованиях наблюдалось повышение морозостойкости при уменьшении интенсивности капиллярного всасывания, зависящего от общей пористости бетона, а также от ее физического характера. Наиболее эффективным мероприятием по уменьшению капиллярного всасывания оказалось снижение В/Ц и одновременное уменьшение содержания воды и цемента до возможного минимума. Однако при этих условиях значительно повышается жесткость бетонной смеси, что затрудняет ее виброуплотнение. По данным Г.И. Горчакова и С.А. Миронова, для получения бетона с высокой морозостойкостью необходимо, чтобы объем капиллярных пор не превышал 5...7% от общего объема бетона [9, 10].

Вибровакуумирование позволяет выполнить указанные выше рекомендации, обеспечивающие повышение морозостойкости бетонов. Наряду с этим существует мнение, что удаляемая из бетонной смеси вакуумированием избыточная вода образует систему направленных капилляров, что отрицательно влияет на морозостойкость вакуумбетона.

Исходя из вышесказанного, мы провели сравнительные испытания на морозостойкость виброуплотненных и вибровакуумированных золобетон. Из золобетонных смесей (табл. 3) путем вибровакуумирования и виброуплотнения формовали по 12 образцов размером 15×15×7 см для определения прочности:

- в возрасте 28 сут;
- в контрольных образцах;
- при промежуточных испытаниях;
- при определении марки бетона по морозостойкости.

На морозостойкость бетоны испытывали в соответствии с требованиями ГОСТ 10060.2-95 по ускоренному методу (второй метод). Результаты испытаний приведены в табл. 4.

Учитывая наш предыдущий опыт, при проведении испытаний образцов из виброуплотненной исходной золобетонной смеси была определена их прочность при сжатии. Уже после 3 циклов они показали марку по морозостойкости F25. При дальней-

ших испытаниях на морозостойкость после 5 циклов эти образцы разрушились.

Виброуплотненные образцы из жесткой золобетонной смеси были испытаны на прочность после 5 циклов. Они показали прочность при сжатии 7,9 МПа, что составило 96% прочности контрольных образцов. Таким образом, эти бетоны имеют морозостойкость F35. После 8 циклов испытаний на образцах появились трещины и отколы (рис. 3).

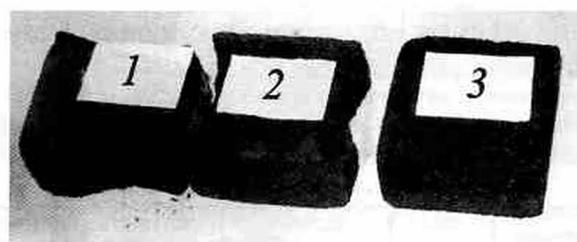


Рис. 3. Образцы из виброуплотненного и вибровакуумированного золобетон после 8 циклов ускоренных испытаний

1, 2 - виброуплотненные образцы из жесткой бетонной смеси; 3 - вибровакуумированный образец

Вибровакуумированные образцы после 13 циклов показали прочность 13,2 МПа, что составило 97% прочности контрольных образцов. Такой показатель соответствует марке по морозостойкости F75. Таким образом, вибровакуумирование позволило повысить морозостойкость золобетон в 2 раза в сравнении с морозостойкостью виброуплотненного золобетона из жесткой бетонной смеси.

Высокая морозостойкость вакуумзолобетон объясняется результатами наших исследований микро- и макроструктуры бетонов. Исследования выполнены с помощью специальной установки, созданной на базе стереографического микроскопа МБС-10. Анализ полученных результатов (рис. 4) дает основание сделать вывод о том, что вибровакуумированный золобетон имеет намного меньшую общую пористость (капиллярные и контракционные поры, поры геля), характеризуется значительно меньшим размером пор в сравнении с пористостью виброуплотненного бетона из жесткой смеси. Все это способствует повышению морозостойкости вакуумзолобетона [9, 10].



Рис. 4. Гистограмма распределения размеров пор в золобетонах

а - вибровакуумированный золобетон; б - то же, виброуплотненный; - - - - линии нормального распределения

Исходя из литературных данных [11], такое повышение морозостойкости вакуумированных золобетонных смесей объясняется не только высокой степенью уплотнения золобетонных смесей вибровакуумированием, но и очень малым капиллярным всасыванием (по В.В. Стольникову), большей степенью гидратации вяжущего в вакуумированных бетонах в сравнении с виброуплотненными из жестких смесей.

Большая степень гидратации при вакуумировании золобетонных смесей обеспечивается за счет:

- относительно высокого начального содержания воды в смеси (до вакуумирования), что создает благоприятные условия смачивания составляющих и растворения клинкерных минералов;

- деаэрации бетонной смеси (особенно огромной поверхности твердой фазы).

Выводы

Показана высокая эффективность вакуумной обработки золобетонных смесей при формовании изделий. При этом предназначенная для уплотнения вибровакуумированием смесь имеет рациональную (оптимальную) подвижность, при которой обеспечи-

ваются самые высокие физико-механические свойства золобетона.

При уплотнении золобетонных смесей вибровакуумированием становится возможным повысить прочность золобетона в 2 и более раза, при этом морозостойкость возрастает в 2...3 раза. Существенно улучшаются и другие свойства (капиллярный подсос, водопоглощение и т.п.).

Библиографический список

1. Волженский А.В., Иванов И.А., Виноградов Б.Н. Применение зол и топливных шлаков в производстве строительных материалов. - М.: Стройиздат, 1984. - 250 с.
2. Бабачев Г. Золы и шлаки в производстве строительных материалов // монография. - К.: Будівельник, 1987. - 136 с.
3. Энтин З.Б., Яшина Е.Т., Лепешникова Г.Г., Рязанцева Н.З. О гидратации и твердении цементов с золой // Шестой международный конгресс по химии цемента. - М.: Стройиздат, 1976. - Т.3. - С. 95-99.
4. Элинзон М.П., Васильков С.Г. Топливосодержащие отходы промышленности в производстве строительных материалов. - М.: Стройиздат, 1980. - 223 с.
5. Иванов И.А. Легкие бетоны на основе зол электростанций // монография. - М.: Госстройиздат, 1972. - 127 с.
6. Конопленко О.И., Сторожук М.А. Вакуумовання дрібнозернистого піщаного бетону // Будівельні матеріали і конструкції. - 1973. - № 1. - С. 28-30.
7. Кокубу И.М., Ямада Д. Цементы с добавкой золы // Шестой международный конгресс по химии цемента. - М.: Стройиздат, 1976. - Т. 3. - С. 83-94.
8. Лермит Р. Проблемы технологии бетона. - М.: Госстройиздат, 1959. - 294 с.
9. Горчаков Г.И., Капкин М.И., Скрамтаев Б.Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. - М.: Стройиздат, 1965. - 196 с.
10. Миронов С.А. Теория и методы зимнего бетонирования. - М.: Стройиздат, 1970. - 697 с.
11. Сторожук Н.А. Вибровакуумирование бетонных смесей и свойства вакуумбетона // монография. - Д.: Пороги, 2008. - 251 с.

СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

Ю.Л. ТИМОФЕЕВ, д-р техн. наук, проф.

АВТОМАТИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ ПРОЦЕССОВ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ ИЗ ЛИНЕЙНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Сегодня все более важным и актуальным становится вопрос радикального совершенствования технологии монтажа одноэтажных производственных зданий из сборных железобетонных конструкций на основе разработки и внедрения в строительное производство элементов автоматизации ручных процессов, обеспечивающих существенное снижение трудоемкости строительно-монтажных работ и значительное улучшение условий труда строителей.

Одним из путей решения этой проблемы является разработка конструкций, обладающих набором

некоторых универсальных качеств, обеспечивающих конструктивную, технологическую, транспортную и монтажную гибкость. Такие конструктивные элементы здания должны быть линейные (не иметь поперечных ребер) и подчиняться принципу геометрического подобия как в пределах одного вида элементов, так и на межвидовом уровне. Кроме этого, все элементы здания должны иметь подобную систему армирования. Этим требованиям отвечают элементы типа П, Т, и 2Т, на основе которых были разработаны линейные железобетонные конструкции (ЛЖК), в том

числе вертикальные несущие стеновые панели и перегородки, плиты перекрытий и покрытия, колонны, элементы встроенных помещений, стены подвалов и промышленных каналов и т.д. (рис. 1).

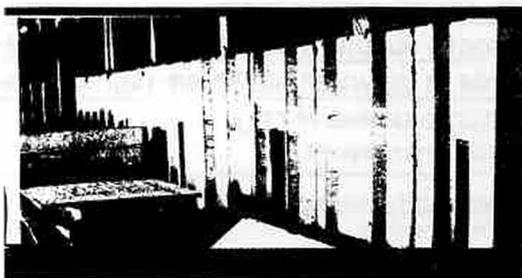


Рис. 1. Монтаж перегородки из ЛЖК в механосборочном цехе завода Ростсельмаш

Для изготовления всех видов линейных железобетонных конструкций разработана гибкая роботизированная технологическая линия (ГТЛ), позволяющая выпускать конструкции различных размеров (А.С. № 1805044). В общем виде структурная схема гибкого автоматизированного производства (ГАП) (рис. 2) состоит из трех гибких технологических линий со вспомогательными производствами.

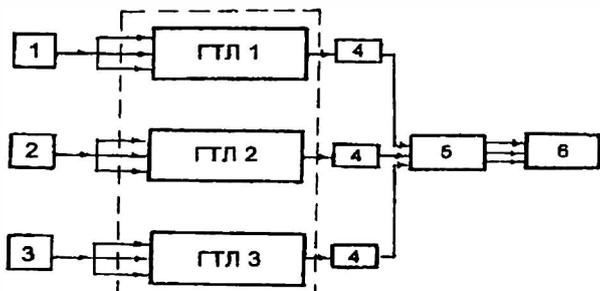


Рис. 2. Структурная схема гибкого автоматизированного производства (ГАП) для изготовления линейных железобетонных конструкций (ЛЖК)

1 - арматурный цех; 2 - цех закладных деталей; 3 - бетоносмесительный цех; 4 - камеры дополнительного прогрева; 5 - пост контроля качества изделий; 6 - склад готовой продукции; ГТЛ1, ГТЛ2, ГТЛ3 - гибкие технологические автоматизированные линии для изготовления ЛЖК (рис. 3)

Каждая линия (рис. 3) включает четыре основных компонента: I – стационарный протяженный поддон (стенд); II – арматурно-намоточный агрегат (АНА); III – универсальную роботизированную подъемно-транспортную машину (портальный кран); IV – роботизированный бетоноукладчик.

Выпуск этих конструкций по агрегатно-поточной технологии был освоен Новочеркасским комбинатом строительных материалов (КСМ-4) в объеме 2500 м³ в год. При толщине полки 60 мм этот объем соответствовал 13 тыс. м² панелей в год. Поставленная задача предусматривает повышение эффективности промышленного строительства.

В настоящей статье сделана попытка рассмотреть некоторые пути решения указанной проблемы. Альтернативой свободному методу монтажа является метод пространственной самофиксации монтажных элементов. Применение метода пространственной самофиксации позволяет свести до минимума количество

необходимых монтажных приспособлений, которые в ряде случаев можно назначать только для обеспечения устойчивости и точности установки базовых элементов. При этом появляется возможность сократить расход стали на монтажное оснащение и в соответствии с этим снизить его стоимость.

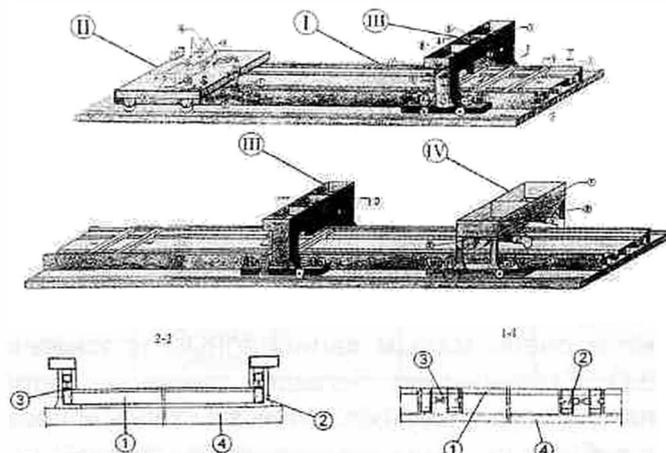


Рис. 3. Компонентная схема гибкой технологической линии по производству ЛЖК

I - стационарный протяженный поддон (стенд); II - арматурно-намоточный агрегат (АНА); III - универсальная роботизированная подъемно-транспортная машина (портальный кран); IV - роботизированный бетоноукладчик

Для устранения сварных соединений железобетонных элементов каркаса здания предлагается заменить их на усовершенствованные самофиксирующиеся монтажные узлы, обеспечивающие в полном объеме внедрение метода пространственной самофиксации. В качестве такого соединения предложен унифицированный клеевой стык (рис. 4), который обеспечивает соединение колонн с фундаментами стропильных и подстропильных ферм, балок с колоннами и т.д. Стык представляет собой полость цилиндрической формы 3 в монтируемой конструкции, стенки которой имеют периодический профиль. В верхней части полости устраивается конусное сужение 8, в которой частично размещается капсула с клеем. В нижней части полость 3 имеет конусное расширение для размещения в нем уплотняющей манжеты 6 и облегчения монтажа конструкции. В опоре 2 при ее устройстве устанавливается закладная деталь в виде фиксирующего стального стержня 5 периодического профиля класса АIII. Глубину анкерения фиксатора в опоре, его диаметр и свободную длину рассчитывают. Фиксатор на конце имеет острие. Диаметр полости принимается на 10 мм больше диаметра фиксатора для компенсации погрешностей при установке закладных и соединительных деталей в опорную часть фундамента и облегчения монтажа конструкции. При опускании конструкции на фиксатор происходит раздавливание капсулы с клеем, и клей под давлением заполняет пространство между стенками полости конструкции и фиксатором.

Полость в монтируемой конструкции образуется путем установки при ее изготовлении закладной детали 3. Уплотняющая резиновая манжета, повторяю-

щая профиль нижнего расширения полости, надевается на фиксатор. Капсула для клея, выполненная из алюминиевой фольги, изготавливается и заполняется клеевым составом (материалом на основе эпоксидных смол) в заводских условиях.

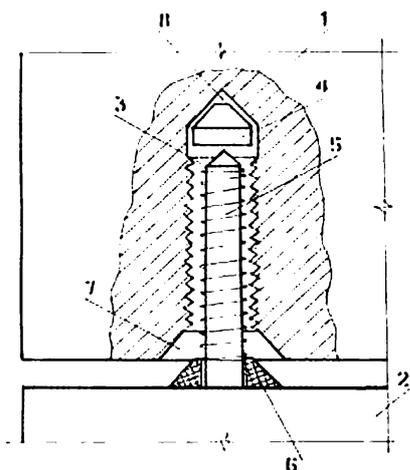


Рис. 4. Унифицированный клеевой монтажный стык для железобетонных конструкций

1 - монтируемая конструкция; 2 - опора; 3 - полость; 4 - капсула с клеем; 5 - фиксатор периодического профиля; 6 - герметизирующая манжета; 7 - нижнее конусное расширение полости; 8 - верхнее конусное сужение полости; 9 - уплотнительное резиновое кольцо; 10 - буртики

Учитывая, что углеродные нанотрубки позволяют повысить прочность конструкционного материала до 50%, в эпоксидный клей вносят добавку нанотрубок в количестве 0,001-0,0001 массового процента. Размеры капсулы и полости для ее размещения определяются расчетом. Для фиксации капсулы в полости она снабжена уплотнительным резиновым кольцом 9, которое упирается в буртики 10, исключая смещение кольца при установке капсулы в полость.

Учитывая, что нанотрубки обладают электропроводностью, монтажные стыки для ускорения набора прочности можно подвергать электропрогреву. Процесс монтажа и закрепления конструкции с применением клеевого стыка следующий. Перед подъемом конструкции в полость вставляется капсула с клеем, конструкция подается к месту монтажа и опускается на опору. При этом фиксатор 5 вводится в полость 3. Нижний конусный скос 7 играет роль ловителя и облегчает процедуру стыковки конструкций. При достижении острия фиксатора капсулы 4 происходит ее разгерметизация, и под действием собственного веса монтируемой конструкции клей под давлением поступает в зазор между поверхностью фиксатора и стенками полости. Соотношение высоты нижнего уширения и верхней части полости обеспечивает герметизацию полости манжетой 6. При этом конусная часть (острие) фиксатора попадает в верхнюю конусную часть полости и обеспечивает самофиксацию конструкции в плане и по высоте.

Для оценки прочности клеевого соединения конструкций были проведены испытания опытных

образцов, параметры которых приведены на рис. 5 и в таблице.

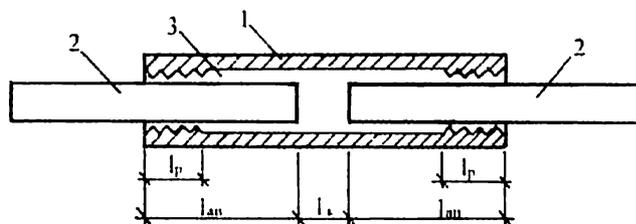


Рис. 5. Опытные образцы клеевого соединения сборных железобетонных конструкций

Параметры опытных образцов и результаты испытаний

№ п/п	d_{mn} мм	d_{fm} мм	Δd мм	$l_{ан}$ мм	l_p мм	$N_{нр}$ кН	Примечание
1	20	12	8	160	0	104	Разрушение по клеевому стыку
2	20	12	8	80	0	48	То же
3	20	16	4	160	0	120	Разрыв трубы
4	20	16	4	160	160	120	То же

На рис. 5 и в таблице приведены следующие данные: d_{mn} – внутренний диаметр полости (трубы); d_{fm} – диаметр фиксатора (стержня); Δd – ширина кольцевого зазора между полостью и фиксатором; $l_{ан}$ – длина анкерения фиксатора в полости; l_p – длина резьбы в полости; $N_{нр}$ – предельная разрушающая продольная сила.

Опытные образцы клеевого соединения готовили следующим образом: полость трубы 1 (см. рис. 5) частично заполняли эпоксидным клеем ЭДП с добавками нанотрубок. Затем в трубу вставляли фиксаторы 2 (стальной стержень периодического профиля). При этом обеспечивалось заполнение кольцевого зазора 3 клеем. После затвердения клея опытные образцы испытывались на разрывной машине на действие растягивающих усилий до разрушения образцов.

На основании проведенных испытаний сделан вывод, что при данной схеме загрузения стыка периодический профиль на поверхности полости и фиксатора не влияет на несущую способность соединения. Сравнивая их с расчетными значениями сопротивления $R_{сф}$ металла швов сварных соединений (с угловыми швами), которые для электродов Э42-Э46 имеют величину 200-215 МПа, можно сделать вывод, что прочность клеевых соединений выше прочности сварных соединений. При этом увеличение диаметра фиксатора приводит к значительному увеличению прочности соединения.

На основе рассмотренного клеевого соединения можно разработать унифицированные монтажные узлы с элементами самофиксации. Такие узлы позволяют в ряде случаев исключить ручной труд при выполнении операций по установке конструкций в проектное положение и их раскреплению. При этом отпадает необходимость в электросварочных рабо-

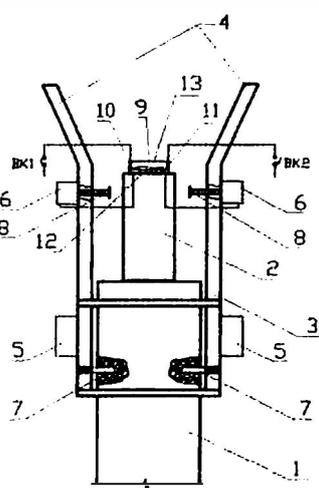


Рис. 6. Автоматическое устройство для монтажа стропильных конструкций

тах, экономится электроэнергия, а продолжительность операций по закреплению конструкций сокращается в 5-6 раз.

Значительные трудности возникают при монтаже стропильных конструкций (балок и ферм) на опорные части колонн. Эти монтажные работы связаны с большими затратами ручного труда при выверке и закреплении балок и ферм в проектном положении. Для автоматизации этих монтажных операций разработано новое монтажное устройство, которое обеспечивает для снижения трудоемкости работ замену ручного труда автоматизацией, при этом значительно повышается точность монтажа конструкций.

Патент на изобретение № 2305738. Автоматическое устройство для монтажа стропильных конструкций / Н.В.Чердиченко, Ю.Л.Тимофеев. Приоритет изобретения 01 декабря 2005 г. Зарегистрировано 10.09.2007 г.

Автоматическое устройство для монтажа стропильных конструкций (рис. 6) состоит из кондукторной рамы 3 с направляющими, которая закрепляется на колонне 1 и дополнительно содержит механизм подъема 5 и два электромеханических домкрата 6. Последние установлены на кондукторной раме, которая закреплена на колонне подпружиненными защел-

ками 7. Выверка и установка стропильной конструкции в вертикальное положение производится рабочими органами электромеханических домкратов, которые включаются автоматически электрическим уровнем 9 на верхней торцевой части стропильной конструкции. Управление рабочими органами домкратов осуществляется при помощи электрического уровня 9, который состоит из герметичной прямоугольной емкости с вертикальными электродами 10, 11 и горизонтальным электродом 12, на поверхности которого находится определенный слой ртути 13.

Работа устройства осуществляется следующим образом. Кондукторная рама устанавливается в обхват колонны 1 на уровне земли и поднимается на необходимую высоту при помощи электромеханического механизма подъема 5. Там она закрепляется подпружиненными защелками 7 на верхнюю торцевую часть стропильной конструкции 2, куда предварительно монтируется электрический уровень 9. После установки стропильной конструкции на колонну через электровыключатели ВК1 и ВК2 на домкраты подается электрическое напряжение. Если стропильная конструкция вертикальна, то слой ртути на горизонтальном электроде не касается вертикальных контактов 10 или 11. Следовательно, цепь разомкнута, и домкраты не работают. Если же конструкция имеет недопустимое отклонение от вертикали, то слой ртути смещается к одному из вертикальных контактов и замыкает электрическую цепь, питающую электродвигатель домкрата 6. Рабочим органом 8 один из домкратов приводит конструкцию в вертикальное положение. Ртуть в электрическом уровне занимает горизонтальное положение, и электрическая цепь замыкается, а домкрат останавливается.

Автоматизация процесса установки и выверки стропильной конструкции значительно уменьшает время работы крана, сокращает объем ручных операций и снижает в 10-12 раз время установки стропильных конструкций.

К сведению авторов

Статья, представляемая в редакцию журнала для публикации, должна соответствовать следующим требованиям.

1. Объем статьи не должен превышать 10-12 страниц компьютерного набора в программе **Microsoft Word**, межстрочный интервал – **полуторный** или **двойной**. Шрифт: **Times New Roman**, начертание – обычное (без переносов), размер – 14. Оптимальный объем статьи не более 15000 знаков.
2. В качестве имени файла указывается фамилия автора русскими или латинскими буквами (например: **Петров.doc** или **Petrov.doc**).
3. Формулы должны быть подготовлены в редакторе **MicrosoftEquation 3.0** или **MathType**.
4. Рисунки, схемы, диаграммы, графики к статье следует представлять отдельными файлами в форматах: **TIF, JPEG, BMP; EPS, GIF** (все тексты в кривых); дополнительно можно помещать их в **Word**. Разрешение изображений

должно быть по возможности не меньше **300 dpi**. В тексте должна быть ссылка на конкретный рисунок, например (рис. 2). Напоминаем, что все иллюстрации в журнале черно-белые или в градациях серого, в связи с этим цветные иллюстрации не рекомендуются. Графики и диаграммы могут быть представлены в редакторе **Microsoft Excel**.

5. К статье должен быть приложен список иллюстраций с подрисовочными подписями. Страницы **необходимо** нумеровать.
6. К научной статье обязательно прилагаются аннотация и рецензия на нее ученых или ведущих специалистов в данной области.
7. Статья должна быть подписана авторами и содержать сведения обо всех авторах: фамилию, имя и отчество (полностью), место работы (полное и сокращенное название учреждения), должность, ученую степень, адрес с почтовым индексом (служебный и домашний), номера телефонов (служебный и домашний).

В.Н. ЗИНОВЬЕВ, канд. техн. наук, с.н.с., Н.В. ЗАСЛУЖЕННАЯ, Д.В. РОМАНОВСКИЙ, Р.А. ШУВАЛОВ, А.В. ВОЛКОВ аспиранты (БФУ имени И.Канта; Калининградский государственный технический ун-т; ОАО "Калининградпромпроект")

ТЕНЗОМЕТРИЧЕСКИЙ МЕТОД ИССЛЕДОВАНИЯ МИКРОТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ БЕТОНА ПРИ СЖАТИИ ПО СТЕПЕНИ ОБРАТИМОСТИ ДЕФОРМАЦИЙ

Большое количество работ посвящено вопросу изучения процесса микротрещинообразования бетона под нагрузкой и разработаны различные методики его наблюдения, как прямого, так и косвенного. Одной из техник косвенного наблюдения за микротрещинообразованием в бетонном образце при тензометрическом методе исследования является анализ степени обратимости деформаций (продольных или поперечных) от напряжений ($Rev = \sigma_b$).

Впервые степень обратимости была введена А. Баскоулом в середине семидесятых годов прошлого века и определялась отношением $Rev = (\varepsilon_{ji} - \varepsilon_{ri}) / \varepsilon_{ji}$, где ε_{ji} и ε_{ri} – максимальная и остаточная деформации, измеренные в одном направлении (продольном или поперечном), соответственно, в течение цикла с номером i при увеличивающейся нагрузке постепенно нарастающими циклами [1-3]. А. Баскоул полагал, что изменение данного параметра с уровнем нагрузки характеризует развитие необратимых деформаций в материале. По результатам проведенных экспериментов с образцами из раствора на дробленом мраморе, размер зерна которого составлял 3,15 мм (рис. 1), он отметил, что, во-первых: близко к нулевой нагрузке степень обратимости не определима; во-вторых: на экспериментальной кривой не наблюдается так называемая "характерная точка", которая определяла бы границу распространения микротрещин; в-третьих: только примерно при 90% от максимального напряжения происходит "падение" степени обратимости.

В 1988 г. Е. Рингот [4] повторил методику испытаний А. Баскоула и Дж. Маса, исследовав цилиндрические ($d = 110$; $h = 220$) образцы из тяжелого бетона на гравии (рис. 2). Кроме тензометрических измерений им был применен метод сканирующей электронной микроскопии (СЭМ). Систематическое сканирование с целью получения точных копий (реplik), специальным образом подготовленных областей бетона площадью около 4 см² на внешней боковой поверхности цилиндров, проводилось с 200× кратным увеличением. На базе СЭМ и стереологического метода полных проекций им были сформированы и проанализированы карты микротрещин. После этого делалась попытка сопоставить результаты испытаний, полученных по двум альтернативным методикам прямого и косвенного наблюдения за процессом микротрещинообразования бетона при одноосном кратковременном сжатии.

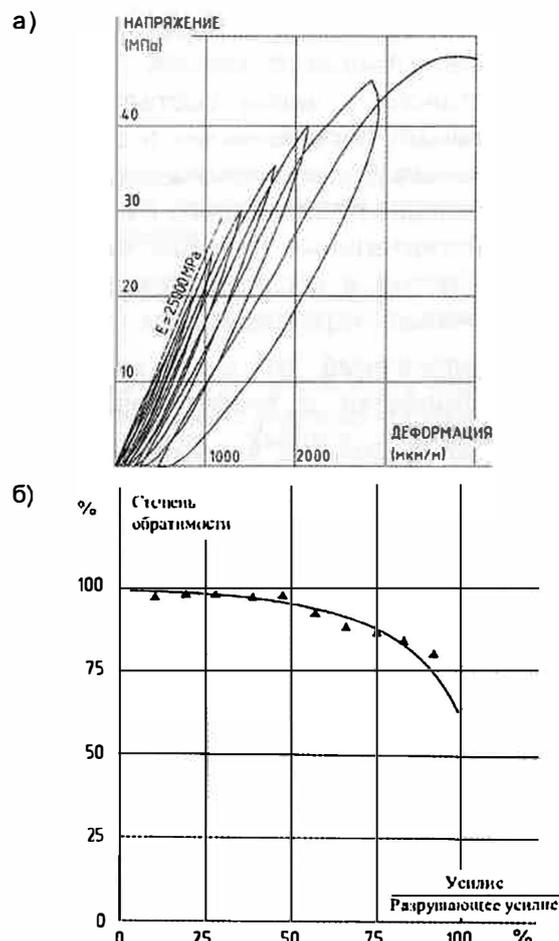
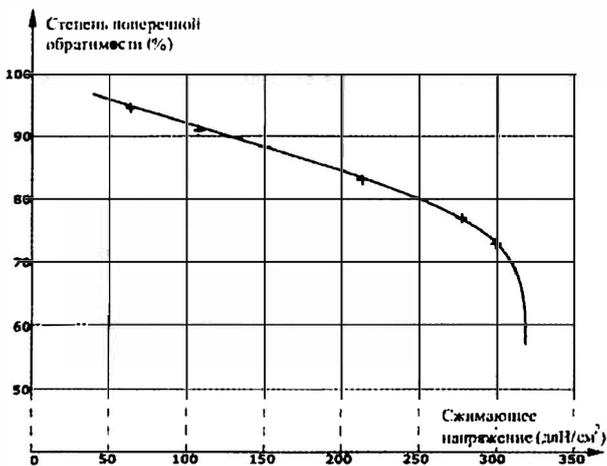


Рис. 1. Изменение степени обратимости деформаций (Rev) от напряжений при одноосном сжатии раствора (А. Bascoul, 1974 [2])

Рис. 2. Методика определения обратимых деформаций (а) и зависимость степени обратимости (Rev) от напряжений (б) при одноосном сжатии тяжелого бетона на гравии (Е. Ringot, $R_H = 48,1$ МПа, 1988 [4])

Так, было отмечено, что до момента достижения нагрузкой 60% от разрушающей¹ на репликах (точных копиях сканируемых поверхностей) не проявлялись видимые признаки их разрушения. При увеличении нагрузки выше указанной величины, фиксировались локальные образования микротрещин, которые возникали непосредственно в исследуемых областях. Таким образом, не сделав ссылку на О. Берга² (видимо не был знаком с его ранней работой [5]) А. Рингот, тем не менее, подтвердил результаты экспериментов 1950 г.

Проведя уникальные эксперименты, ни А. Баскул и Дж. Масо [2, 3], ни Е. Рингот [4], так и не смогли воспользоваться ими в полной мере. На основе полученных данных авторами [2-4] не был произведен анализ качественных и количественных изменений, вызванных микротрещинообразованием и происходящих в структуре бетона при сжатии. О микротрещинообразовании, в случае степени обратимости деформаций, они судили лишь по внешнему виду, ими же проведенных, спрямляющих-экспериментальных кривых ($Rev - \sigma_b$). Не было попыток теоретически описать полученные данные, хотя Е. Рингот и сетовал на отсутствие эффективного аналитического аппарата и данных о параметрах для подтверждения теорий разрушения, основанных на понятии микротрещинообразования.

С целью определения качественных и количественных характеристик процесса микротрещинообразования в бетоне данные экспериментов вышеперечисленных авторов были обработаны с применением графоаналитического метода, позволившего не только установить закон соответствия между рассматриваемыми переменными в виде аналитического выражения [6], но и исследовать найденную функцию с помощью производных. На их основе определены действительные границы микротрещинообразования бетона и соответствующие им структурно-механические характеристики (R_{crcl})_{*i*=1,2,3} в диапазоне напряжений от 0 до максимального. Результаты обработки и теоретического анализа экспериментальных данных представлены на рис. 3, 4.

Из рисунков видно, что изменение степени обратимости деформаций ($Rev - \sigma_b$) в нагружаемом бетоне до максимального напряжения можно представить в четырех интервалах, ограниченных параметрическими уровнями (R_{crcl}/R_b)_{*i*=1,2,3}. Кривая исследуемой зависимости может быть описана в общем виде аналитически полученной, в соответствии с физической сутью наблюдаемого явления, кусочно-непрерывной функцией:

¹ Е. Рингот отдельно выделил значение степени обратимости равное $Rev = 91\%$, при котором признаков разрушения на микроскопическом уровне не обнаружено. На (рис. 2, б) данному значению соответствует уровень напряжения равный $\sim 56\%$.

² Первые микрощели О.Я. Берг фиксировал на боковых поверхностях призм в микроскоп при уровнях напряжений равных $(0,55 \div 0,6)R_b$.

$$X(\sigma_b) = X(R_{crcl-1}) + \int_{R_{crcl-1}}^{\sigma_b} X'(\sigma_b) d\sigma_b, \quad (1)$$

где $i = 1-4$ - номера интервалов напряжений (при $i = 1$, $R_{crcl0} = 0$).

Интенсивность проявления данного закона в каждом конкретном случае (раствора или бетона) бывает различной. Мерой интенсивности служат тангенсы углов ($\alpha, \varphi, \psi, \gamma$) наклона касательных к кривым в точках с заданным напряжением.

Как показала обработка экспериментальных данных (рис. 3, 4), изображенных на рис. 1, 2, б, дифференциальная форма рассматриваемой зависимости, например, для четвертого интервала напряжений ($R_{crcl3} \leq \sigma_b \leq R_b$) имеет вид:

$$\frac{d^4 X(\sigma_b)}{d\sigma_b^4} = \dots = \frac{dX^m(\sigma_b)}{d\sigma_b} = X^{IV}(R_{crcl3}) - \text{const.} \quad (2)$$

Интегрируя (2) необходимое количество раз по σ_b от R_{crcl3} , можем получить уравнения аналитических кривых $X^m(\sigma_b), \dots, X(\sigma_b)$ для четвертого интервала напряжений ($R_{crcl3} \leq \sigma_b \leq R_b$). Запишем уравнение только для $X(\sigma_b)$; вертикальной чертой и стрелкой здесь отмечены слагаемые, которые относятся к первым интервалам напряжений ($R_{crcl-1} \leq \sigma_b \leq R_{crcl}$)_{*i*=1,2,3}: знак "+" или "-" перед $X^k(\sigma_b)$ _{*k* = 1, 2, 3} ставится в зависимости от рассматриваемого интервала напряжений:

$$\begin{aligned} X(\sigma_b) = & X(R_{crcl-1}) + X'(R_{crcl-1}) \times (\sigma_b - R_{crcl-1}) + \\ & + \frac{X''(R_{crcl-1}) \times (\sigma_b - R_{crcl-1})^2}{2} \leftarrow 1, 2 \\ & + \frac{X'''(R_{crcl2}) \times (\sigma_b - R_{crcl2})^3}{6} \leftarrow 3 \\ & + \frac{X^{IV}(R_{crcl3}) \times (\sigma_b - R_{crcl3})^4}{24} \leftarrow 4 \end{aligned} \quad (3)$$

где X - степень обратимости деформаций Rev .

Геометрически, найденные величины (2) представляют собой тангенсы углов ($\alpha, \varphi, \psi, \gamma$) наклона касательных к соответствующим кривым в точках с заданным напряжением; физически - меры изменения $X(\sigma_b)$, за которые напряжение в бетоне изменится на 1 МПа. Они позволяют качественно исследовать закон изменения функциональных зависимостей (3), точно отмечая: интервалы напряжений их возрастания и убывания; точки перегиба, а также установить характерные для (2) особые точки - разрыва первого рода и излома, в которых кривые "скачком" изменяют свое направление, свидетельствуя о качественных и количественных изменениях, происходящих в структуре бетона в каждом из установленных интервалов напряжений.

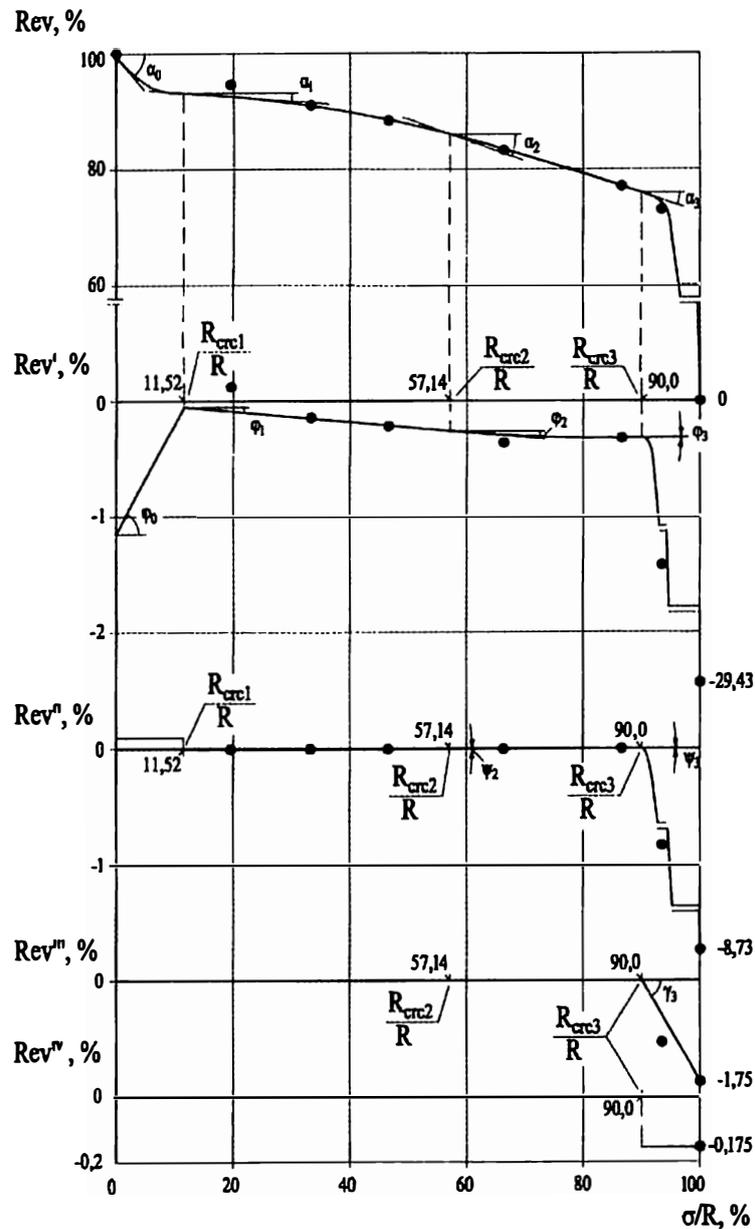


Рис. 3. Зависимость степени обратимости поперечных деформаций (Rev) от напряжений при одноосном сжатии раствора

● - экспериментальные данные (A. Vascoul, 1974 [2]); — - аналитические кривые

Таким образом, действительные параметрические уровни $(R_{crci}/R_b)_{i=1,2,3}$, определенные по особым точкам кривых

$$\left(\frac{d^n X(\sigma_b)}{d\sigma_b^n} - \sigma_b \right)_{X=Rev, n=1,2,3}$$

получен-

ных (в отличие от [6]) по изменению степени обратимости деформаций, т.е. методологически иным способом, дали вполне сопоставимые результаты. Их средние значения соответственно составили: для раствора – 0,115, 0,57 и 0,9; для бетона – 0,13, 0,56 и 0,88, что в пределах статистической изменчивости варьирующих признаков согласуется с данными, приведенными в [6].

К сожалению, авторами [1-4] не рассматривался нисходящий участок ветви полных диаграмм деформирования бетона и раствора, поэтому определить четвертый параметрический уровень R_{crc4}/R_b по степени обратимости деформаций не представилось

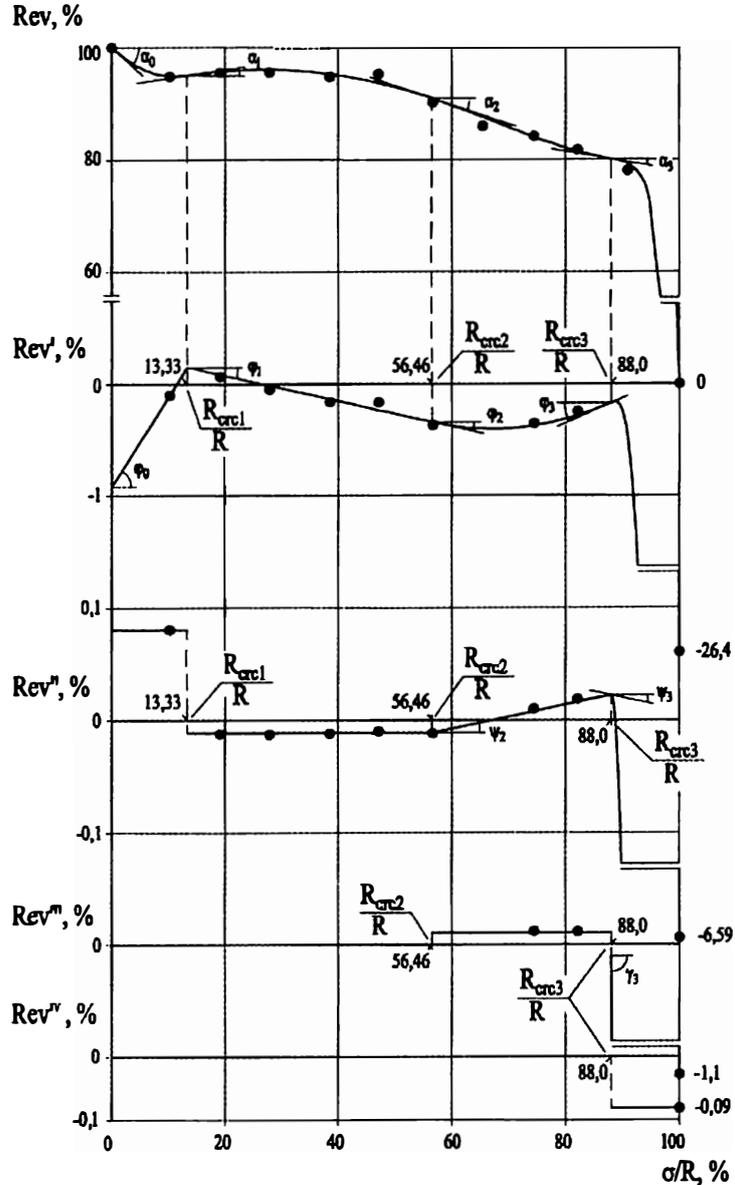


Рис. 4. Зависимость степени обратимости продольных деформаций (Rev) от напряжений при одноосном сжатии тяжелого бетона на гравии

● - экспериментальные данные (E. Ringot, 1988 [4]); — - аналитические кривые

возможным. Для устранения этого недостатка на кафедре ПГС в Калининградском государственном техническом университете и в лаборатории испытаний строительных материалов и конструкций БФУ им. И. Канта на высокоточном уникальном силовом оборудовании фирм Zwick и Walter+Bai ag будут проведены экспериментально-теоретические исследования микротрещинообразования бетона и раствора тензометрическим методом по степени обратимости деформаций от напряжений во всем диапазоне нагружения материала, включая нисходящий участок ветви диаграммы $(\sigma_b - \varepsilon_b)$.

Вывод

Действительные границы микротрещинообразования бетона и соответствующие им структурно-механические характеристики $(R_{crci})_{i=1,2,3}$ были определены с помощью тензометрического метода по изменению степени обратимости деформаций

$(R_{ev} - \sigma_b)$ от напряжений при кратковременном сжатии материала.

Средние значения параметрических уровней $(R_{crct}/R_b)_{i=1,2,3}$ соответственно составили: для раствора – 0,115, 0,57 и 0,9; для бетона – 0,13, 0,56 и 0,88, что в пределах статистической изменчивости варьирующих признаков согласуется с данными, приведенными в [6].

Библиографический список

1. **Bascoul A.** "State of the art report - Part 2: Mechanical micro-cracking of concrete", TC-122-MLC: Micro-cracking and Lifetime Performance of Concrete, RILEM, "Materials and Structures", March 1996. - Vol. 29. - Pp. 67-78.

2. **Bascoul A.** "Etude du comportement mecanique du beton en compression biaxiale", These D.I., Nov. 1974, Universite Paul Sabatier, Toulouse.

3. **Bascoul A. and Maso J.C.** "Influence of intermediate stress on the mechanical behavior of concrete under biaxial compression", Materials and Building Research, Annales ITBTP, June 1977, supp. № 351.

4. **Ringot E.** "Development of the map cracking in concrete under compressive loading", Cement and Concrete Research, 18 (1988). - Pp. 933-942.

5. **Берг О.Я.** К вопросу о прочности и пластичности бетона, ДАН СССР. -1950, - Т. 70. - № 4. - С. 617-620.

6. **Зиновьев В.Н.** Методы определения границ микротрещинообразования бетона при одноосном кратковременном сжатии, в сб. "Бетон и железобетон - взгляд в будущее": научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.), Т. 1 // Теория железобетона. Железобетонные конструкции. Расчет и конструирование. - М., 2014. - С. 268 - 281.

К сведению читателей

ЗОТКИН А.Г.

Бетон и бетонные конструкции.

Изд. 2-е, доп. и перераб. -

М.: Издательство АСВ. - 2016. - 328 с.

ISBN 978-5-4223-0106-2

В издании в доступной форме излагаются получение, строение и свойства тяжелого (обычного) бетона, требования к материалам. Подробно рассмотрено применение добавок в бетоне. Разъясняются основные положения науки о бетоне, их практические аспекты, позволяющие получать бетон с требуемыми свойствами. Уделяется внимание различию свойств бетона, в том числе долговечности. На основе обобщения литературных данных приведены

практические рекомендации по ряду вопросов технологии бетона.

Привлечены понятия из других дисциплин (от физики и химии до математической статистики), необходимые для рассмотрения процесса твердения бетона, способов улучшения его свойств, повышения стойкости при эксплуатации, контроля качества.

Второе издание существенно дополнено, включены новые разделы и стандарты, введенные в 2012-2014 гг.

Издание ориентировано на практиков, занимающихся производством бетона и конструкций из него, в первую очередь монолитных. Может быть полезно студентам, аспирантам и начинающим научным работникам.

Редакционная коллегия: **Ю.М. Баженов, В.М. Бондаренко, Ю.С. Волков, В.В. Гранев, А.Н. Давидюк, А.И. Звездов (главный редактор), Ю.П. Назаров, В.А. Рахманов, А.Г. Тамразян, Б.Д. Тотурбиев, В.Р. Фаликман, Ю.Г. Хаятин, А.А. Шлыков (зам. главного редактора)**

Выход в свет 30.04.16. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0. Тираж 338 экз. Заказ №

Адрес редакции:

111141, Москва, 1-я Владимирская ул., 41-45

Тел. (495) 306-5902

E-mail: magbeton@rambler.ru

<http://www.cstroy.ru/kindwork/izdat/beton>

Адрес издательства:

109518, Москва, 1-й Грайвороновский пр., 2

Отпечатано в ООО "Галлея Принт"

111024, Москва, ул. 5-я Кабельная, д. 2Б

Цена свободная

Бетон и железобетон. – 2016. – №2