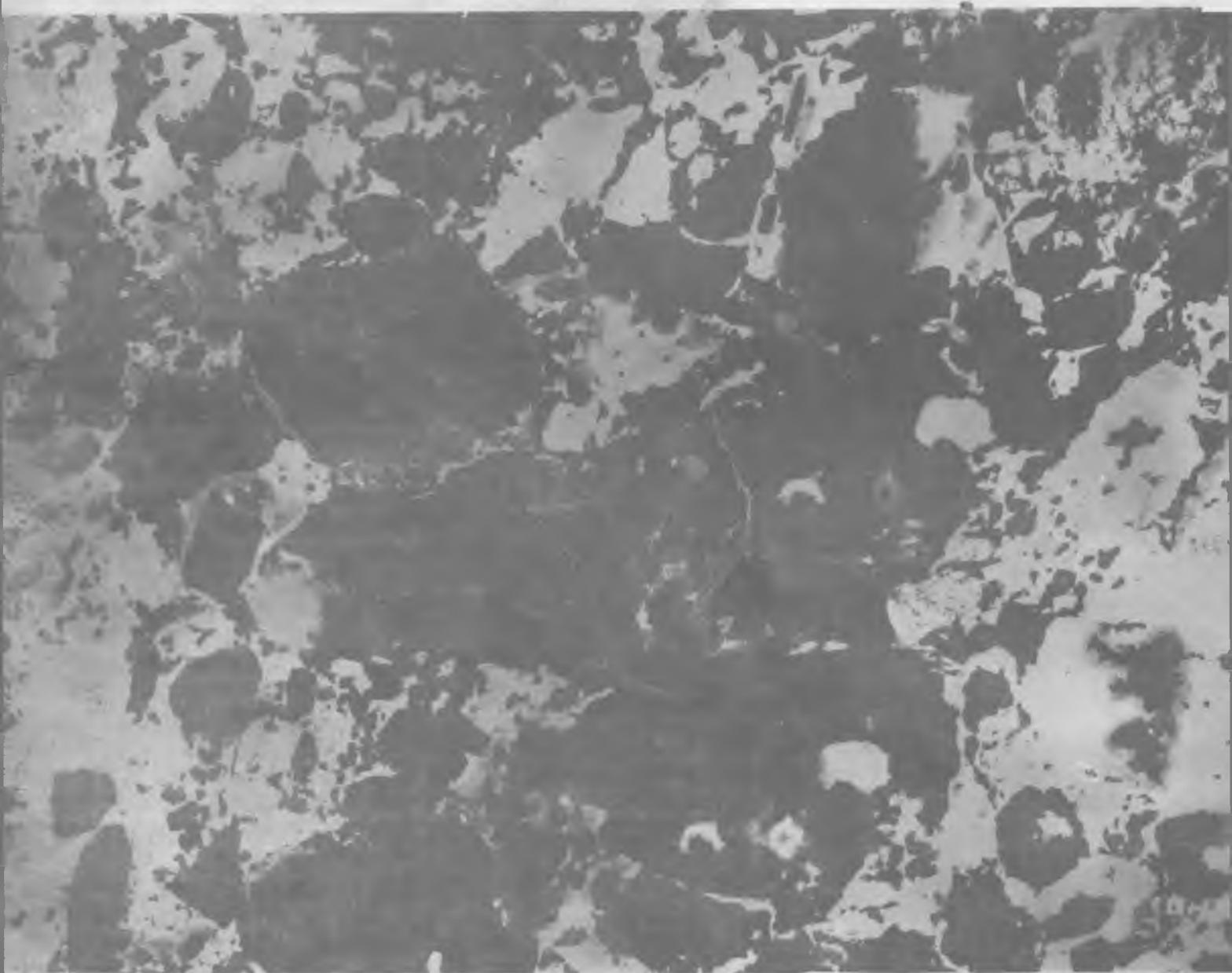


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

6

1999





КОНТРОС

ИНЖЕНЕРНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЦЕНТР
средств контроля качества строительных работ

ПРЕДЛАГАЕТ

↓ ЗАВОДСКИМ,

↓ СТРОИТЕЛЬНЫМ ЛАБОРАТОРИЯМ

↓ И ИСПЫТАТЕЛЬНЫМ ЦЕНТРАМ

КОМПЛЕКТ СРЕДСТВ КОНТРОЛЯ ДЛЯ ЭКСПРЕССНОЙ ОЦЕНКИ КАЧЕСТВА МАТЕРИАЛОВ И ОБСЛЕДОВАНИЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ .

УСТРОЙСТВА ЭКСПРЕССНОЙ ОЦЕНКИ:

- *водонепроницаемости бетона* → «ВВ-2»
 - *активности цемента:*
 - механическим методом → «КАМИН»
 - по скорости тепловыделения → «ЭКСПРЕСС-1»
 - *прочности и однородности бетона:*
 - ультразвуковым методом → «БЕТОН-22»
 - методом упругого отскока → «ОМШ-1»
 - методом вырыва анкера → «ПБЛР»
- а также ПРИБОРЫ И ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ:*
- *измерения защитного слоя бетона* → «ИЗС-10Н»
 - *выбуривания образцов-кернов в бетонных конструкциях с целью определения прочности бетона* → «БУРКЕР»
 - *испытания бетона на растяжение при изгибе* → «УРИ»
 - *оценки водонепроницаемости и фильтрации бетона* → «УВФ-6»
 - *тепловой обработки бетона, ускоренного определения прочности и нормального хранения образцов (камера универсальная пропарочная)* → «КУП-1»

КОНТАКТНЫЕ ТЕЛЕФОНЫ:

(095) 539-36-03, тел/факс (095) 972-43-67

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

Дорогие читатели!

Поздравляем Вас

с Новым,

2000-м годом!

*Желаем здоровья,
благополучия, успехов
в делах и творческих
начинаниях.*

КОНСТРУКЦИИ

СЕМЧЕНКОВ А.С. Анализ расчетной схемы многоэтажных зданий смешанной конструктивной системы 2

БЕТОНЫ

КАПРИЕЛОВ С.С., БАТРАКОВ В.Г., ШЕЙНФЕЛЬД А.В. Модифицированные бетоны нового поколения: реальность и перспектива 6

СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

СИЗОВ В.П. Опыт ухода за свежееуложенным и твердеющим дорожным бетоном 11

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

БАЙРАМУКОВ С.Х. Влияние смешанного армирования на выносливость нормальных сечений изгибаемых элементов 14

ИСАЙКИН А.Я. Расчет неразрезных железобетонных балок с учетом условий надежности 16

ТЕОРИЯ

РАБИНОВИЧ Ф.Н. О некоторых особенностях работы композитов на основе дисперсно армированных бетонов 19

ПАВЛИНОВ В.В. Условия стабилизации остаточных деформаций бетона при малоцикловых нагружениях 23

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

БОНДАРЕНКО В.М., НАЗАРЕНКО В.Г., ЧУПИЧЕВ О.Б. О влиянии коррозионных повреждений на силовое сопротивление железобетонных конструкций 27

НАШЕ НАСЛЕДИЕ

К 100-летию Н.А.Попова 31

СОЛОМАТОВ В.И., ДОБШИЦ Л.М. Выдающийся российский ученый 31



Москва
Издательство
"Ладья"

ВОЛОГОДСКАЯ
областная библиотека
им. И. В. Бабушкина

Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080
Издательская лицензия № 065354 от 14.08.97

Вологодская областная универсальная научная библиотека
© Издательство "Ладья", журнал "Бетон и железобетон", 1999
www.booksite.ru

А. С. СЕМЧЕНКОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ)

Анализ расчетной схемы многоэтажных зданий смешанной конструктивной системы

Пространственная конструктивная система здания (ПКСЗ) образуется вертикальными (колонны, стены, устои) и плоскими горизонтальными (диск перекрытия) несущими элементами. В зависимости от конструкции вертикальных несущих элементов сложилось три основных вида пространственных систем: пластинчатая, или стеновая; стоечная, или каркасная; стоечно-пластинчатая, или смешанная. Пластины и стойки делаются цельными из железобетона или в виде кладок из блоков. Горизонтальные несущие конструкции зданий делаются, как правило, из железобетона, обладающего хорошими эксплуатационными (жесткость, огнестойкость, долговечность, звукопроницаемость), технологическими и экономическими показателями.

Недостатком пластинчатой системы являются трудности со свободной планировкой помещений (особенно общественных и промышленных зданий) и большой вес конструкций. Поэтому за рубежом увеличивают шаг поперечных стен до 9, 12 и более метров и применяют легкие бетоны. Стоечная конструктивная система обеспечивает значительно более широкие планировочные возможности, особенно при больших сетках колонн. Однако для универсальных зданий требуется смешанная конструктивная система на основе вертикальных несущих колонн и стен с различным, в том числе широким и нерегулярным шагом.

При расчетах пластинчатая конструктивная система ввиду сложности заменяется стоечно-пластинчатой, где стойками являются столбы, колонны и простенки, объединяемые надоконными перемычечными связями. Стоечная конструктивная система может рассматриваться как частный случай стоечно-пластинчатой. Поэтому далее рассматривается наибо-

лее общая смешанная конструктивная система, состоящая из несущих элементов: вертикальных стержней — колонн; вертикальных пластинчатых плоских и пространственных устоев жесткости; горизонтальных "плоских" конструкций — дисков перекрытий.

Устой означает вертикальную опору, воспринимающую наряду с вертикальными значительные горизонтальные нагрузки. Плоские устои называют также стенами, пилонами и диафрагмами. Пространственные устои бывают открытого Г, Т, П и Z-образного профиля или замкнутого коробчатого сечения. Устои делаются из сборного или монолитного железобетона. Сборные устои в составе смешанной ПКСЗ состоят из колонн, объединенных со стенами и ригелями.

Диски перекрытия изготовляют из монолитного, сборно-монолитного или сборного железобетона. Монолитный диск является единой цельной конструкцией. Если он состоит из плит и балок, то называется балочным или плитно-балочным, а при отсутствии балок —

безбалочным или плитным. Балочный диск состоит из главных балок-ригелей одного или двух направлений, расположенных между колоннами, и настила плитно-балочной конструкции. Плитно-балочные настилы имеют ребристое или коробчатое сечение и состоят из полок-плит и балок ребер (стенок) одного направления (рис. 1).

Сборные диски получают из монолитных путем членения на отдельные балки-ригели, плитно-балочные и плитные настилы. В результате членения настилов продольными сечениями вдоль полок или ребер образуются сборные плиты типа Т, 2Т, П, коробчатые и сплошные или более экономичные пустотные (рис. 1, а-д) плиты, получившие самое широкое применение. Объединение сборных плит в настил и создание цельного диска достигается путем сварки закладных деталей, омоноличивания шпоночных сопряжений, а также за счет наличия сил трения-зацепления между торцами плит настила и ригелями.

Сборно-монолитные и сборные железобетонные каркасы для

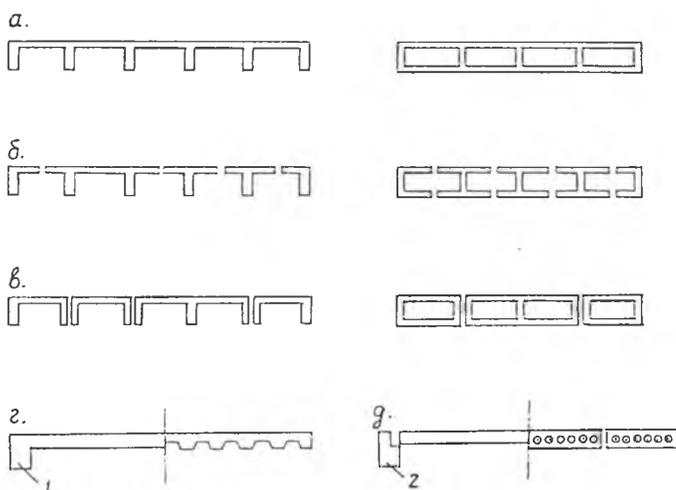


Рис. 1. Плитно-балочные (а, б, в) и плитные (г, д) настилы
1 — балка; 2 — ригель

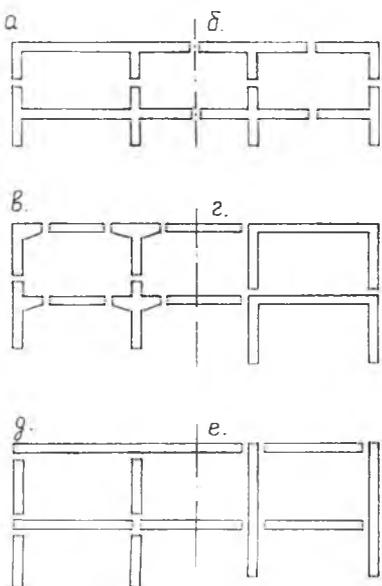


Рис. 2. Схемы разрезки каркаса на сложные (а, б, в, д) и линейные (з, е) элементы

удобства изготовления на заводе, транспортирования и монтажа разрезают на укрупненные Н, П и Т-образные элементы и ригели-вставки, на линейные многопролетные ригели и одноэтажные колонны или на многоэтажные колонны и однопролетные ригели (рис. 2, а-е). На монтаже их объединяют с помощью сварки и бетонирования в многоэтажные рамы. Массовые "сборные" связевые каркасы серии ИИ-04, 1.020-1 и ТК1-2 также являются смешанными конструктивными системами. В чисто сборном варианте элементы объединяются металлическими связями, а бетон омоноличивания сопряжений выполняет защитную и ограждающую функции. Поэтому "сборные" серии являются фактически сборно-омоноличенными, поскольку бетон омоноличивания в сопряжениях элементов является несущим, рассчитываемым на восприятие сдвигающих и сжимающих усилий.

Для объединения элементов конструктивной системы в зависимости от степени податливости применяют три вида сопряжений: жесткое — заделка, свободное и податливое. В пространственных системах жесткое сопряжение препятствует шести степеням свободы и характерно для монолитных конструкций, свободное — трем степеням свободы и свойственно

сборным железобетонным конструкциям, а податливое — сборно-монолитным и "сборным".

В общем случае сопряжения делятся на:

1 — сопряжения элементов диска перекрытия:

тип 1 — плит с плитами и плит с второстепенными балками;

тип 2 — плит с ригелями (главными балками);

тип 3 — балок с колоннами и стенами устоев;

2 — сопряжения вертикальных элементов:

тип 4 — колонн с фундаментом и разрезных колонн между собой;

тип 5 — колонн со стенами устоев и разрезных стен между собой;

тип 6 — разрезных стен устоев между собой и с фундаментом.

Расчетная схема ПКСЗ включает данные о нагрузках и воздействиях, физическую модель и математический аппарат для ее расчета. Только правильное решение этих задач позволяет проектировать надежные, экономичные и

равнопрочные конструкции без излишних запасов материала в одних местах и недостатка в других.

Здания проектируются на эксплуатационные постоянные и временные вертикальные нагрузки q , (рис. 3, а), кратковременные ветровые нагрузки с наветренной P_H и подветренной P_n сторон (рис. 3, б) и особые сейсмические горизонтальные нагрузки, а также на усилия от температурно-влажностных воздействий, усадки и ползучести материалов, неравномерных деформаций оснований и погрешностей монтажа вертикальных элементов. Эти нагрузки воспринимаются ПКСЗ, при этом диски перекрытий выполняют роль горизонтальных диафрагм, объединяющих колонны и устои в единую пространственную систему, передавая на них вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Колонны воспринимают усилия от вертикальных нагрузок, а при отсутствии устоев — и от горизонтальных, передавая их на фундаменты, образуя рамы вместе с

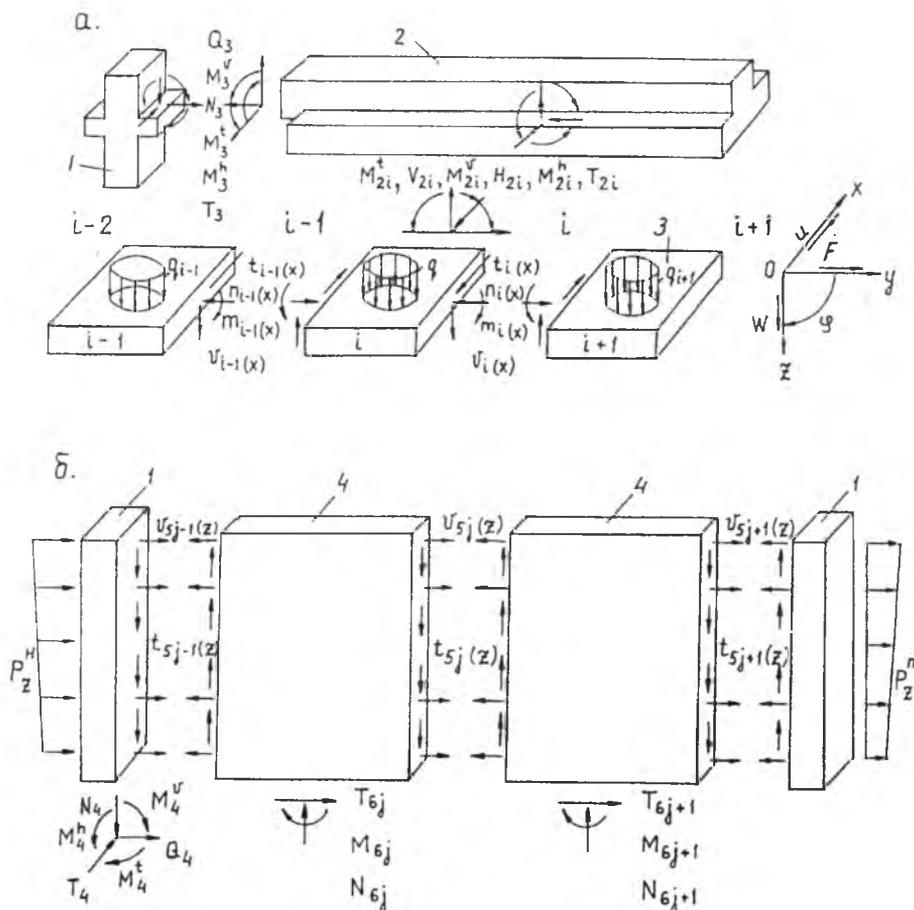


Рис. 3. Реакции диска (а) и устоя (б) ПКСЗ смешанного вида

межколонными участками дисков. Устои выполняют функции вертикальных диафрагм при недостаточной жесткости каркаса в одном или двух горизонтальных направлениях, несут передаваемую на них с перекрытий вертикальную нагрузку.

Все нагрузки и воздействия имеют случайную природу и специально изучаются. Однако в настоящее время наука о воздействиях на сооружения еще мало разработана, и на практике пока пользуются приближенными нормативными данными о величинах нагрузок и воздействий. В принятом сейчас полувероятностном методе уровень надежности перекрытия при различном числе нагрузок неодинаков. Попыткой исправить такое положение является введение в нормы без обоснования (волевым путем) коэффициентов сочетания нагрузок, учитывающих снижение вероятности их одновременного воздействия. Тем не менее рекомендуемые отечественными нормами нагрузки на перекрытия различных зданий значительно завышены по сравнению с зарубежными данными. Поэтому в жилых зданиях применяют плиты под расчетные унифицированные нагрузки 6-8 кПа, в общественных 8-12,5 кПа, а в складах 12,5-16 кПа и более. Это приводит к существенному перерасходу стали в зданиях.

Проведенные замеры нагрузок в предприятиях торговли позволили снизить временные нагрузки от различных групп товаров и толпы при использовании вероятностной методики и учета перераспределения сосредоточенных нагрузок за счет пространственной работы перекрытий в среднем на 25%. В промышленных зданиях снижение нагрузок от технологического оборудования на перекрытиях оказалось еще больше, что позволило разработать серию 1.020-1/87 для межвидового применения в общественных и промышленных зданиях. В то же время необходимо учитывать, что срок службы зданий из железобетона и кирпича может превышать, скажем, 100 лет. За этот период здание, особенно общественное со свободной планировкой, может несколько раз поменять свое функциональное назначение, а поэтому определить зара-

нее все проектные и расчетные ситуации невозможно.

Физическая модель ПКСЗ представляет собой геометрическую схему в виде стержней, пластин и связей с данными о физико-механических характеристиках материалов, которые в настоящее время принимаются приближенными или обладающими идеальными свойствами. В то же время распределение усилий в пространственно деформируемых системах в значительной степени определяется жесткостными характеристиками элементов и сопряжений, которые зависят не только от материала и его напряженного состояния, но и от качества изготовления и монтажа, предистории загрузки, типа конструкции, влажности материала, степени повреждения (износа), температуры и других факторов. Поэтому фактическая жесткость элементов строительных конструкций в отличие от жесткости воображаемых конструкций из идеального однородного материала не может быть определена как некоторая постоянная величина.

Следовательно, геометрические и физико-механические параметры конструкций под влиянием геометрической неопределенности и неоднородных свойств материалов имеют случайный характер, но при проектировании обычно принимаются детерминированными. Это объясняется отсутствием сегодня и в ближайшем будущем достаточно полной и объективной информации об отклонении несущей способности конструкций, связанной с изменчивостью влияющих на нее многочисленных факторов, что является главной причиной отсутствия до сих пор обоснованного критерия и достаточно точной оценки надежности железобетонных конструкций.

В настоящее время для быстрого получения приближенной оценки обеспеченности конструкций в случае, когда неизвестны статистические распределения величин, определяющих их прочность, а известны только пределы, в которых эти параметры могут находиться, разрабатывается аппарат расчетов задач надежности методами интервальных вычислений. Но это дело будущего, а сейчас критерием надежности конструкций по существу является прак-

тика строительства. В этих условиях вряд ли целесообразно ставить вопрос об общем снижении запасов. Речь может идти о выравнивании надежности, т.е. о создании равнонадежных железобетонных конструкций и их элементов равной ответственности. В принципе надежность пространственной статически неопределимой конструкции, работающей в двух направлениях в плане, выше, чем работающей в одном.

Для деформационного расчета ПКСЗ надо уметь определять напряженно-деформированное состояние железобетонных линейных, плоских и объемных элементов и их сопряжений при сложных воздействиях и различных режимах нагружений. Норм по стыкам нет, а в нормах по железобетонным конструкциям имеется только расчет нормальных сечений при простых воздействиях (центральном и внецентренном сжатии и растяжении). Расчеты деформаций по наклонным и пространственным сечениям имеются лишь для частных случаев и вряд ли будут разработаны в обозримом будущем, особенно для сложных нагружений и сечений (ребристых, многопустотных) при различных способах армирования (отдельными стержнями, плоскими и пространственными арматурными элементами и закладными деталями). Поэтому нормы на проектирование зданий отсутствуют, и расчеты выполняются различными упрощенными способами.

Деформационный расчет монолитных зданий, в которых колонны, стены, балки и плиты имеют сплошные прямоугольные сечения, обычное армирование и жесткие стыки, как правило, намного проще, чем сборно-монолитных и сборных с податливыми сопряжениями (особенно с закладными деталями), сложными сечениями элементов и напрягаемой арматурой.

ПКС сборно-монолитных зданий является более сложной пространственной системой, элементы которой объединяются континуальными (трение-зацепление, бетонная подготовка) и дискретными (закладные детали, шпонки, выступы) связями. Последние для упрощения обычно размазывались по длине сопряжений.

Расчеты пространственных си-

стем выполняются с использованием континуальных, дискретно-континуальных (ДКРМ) и дискретных математических моделей, решаемых соответственно с помощью дифференциальных уравнений в частных производных, обычных дифференциальных уравнений и алгебраических уравнений.

Применение континуальной модели даже для расчета только отдельной пустотной плиты, как многослойной или анизотропной пластины, является сложной и трудоемкой задачей. Поэтому для практических целей обычно применяют условную модель в виде конструктивно-ортотропной пластины.

Наиболее часто применяется ДКРМ, рассчитываемая методом сил или перемещений. Основную систему получают путем членения на отдельные плиты, ригели, колонны и стены, являющиеся суперэлементами основной системы. Причем по торцам ригелей, плит и колонн принимают дискретные связи. В общем случае в i -ом сопряжении 1-го типа действуют четыре погонные реакции: сдвигающая в вертикальной $V_{i(x)}$ и горизонтальной $t_{i(x)}$ плоскостях, нормальное сжимающее усилие $n_{i(x)}$ и поперечный изгибающий момент $m_{i(x)}$; в сопряжениях 2-го типа в пределах ширины i -ой плиты шесть равнодействующих реакций: сдвигающая вдоль полки ригеля T_{2i} , вертикальная V_{2i} , горизонтальная H_{2i} , изгибающие моменты в горизонтальной M_{2i}^h и вертикальной M_{2i}^v плоскостях и крутящий момент M_{2i}^t ; в сопряжениях 3 и 4-го типов также шесть реакций; в сопряжениях 5-го типа погонная сдвигающая t_{5j} и нормальная n_{5j} реакции, а в сопряжениях 6-го типа нормальная N_{6j} и сдвигающая T_{6j} силы, а также изгибающий момент M_{6j} в плоскости стены (см. рис. 1).

В общем случае даже одноэтажная этажерка является много раз статически неопределимой системой. Поэтому строгий расчет пространственно деформирующихся зданий в трехмерном измерении с учетом совместной работы вертикальных и горизонтальных несущих элементов в явном виде ввиду громоздкости невозможен. Следовательно, необходима разработка упрощенной расчетной схемы ПКЗ, эквивалентной исходному объекту по ряду основных

параметров. Очевидно, что погрешности расчета из-за неточностей при определении нагрузок и жесткостей элементов основной системы и сопряжений могут быть значительно больше, чем из-за упрощения математических и геометрических моделей и их идеализации. Поэтому для практических целей необходимы максимально упрощенные детерминированные расчетные схемы с минимальным числом неизвестных, учитывающие лишь наиболее влияющие факторы, для получения в запас прочности простых и надежных решений и желательного в замкнутом виде.

Для упрощения расчетов предлагается:

1 — заменять общую расчетную схему на более простые независимые неблагоприятные (по возможности симметричные) схемы, позволяющие определять максимальные усилия в нормальных, продольных, наклонных и пространственных сечениях колонн, балок, плит, стен и в сопряжениях;

2 — для каждой расчетной схемы использовать свой наиболее подходящий математический аппарат, дающий решение с точностью, не сильно превышающей точности определения жесткостей элементов и сопряжений и значений нагрузок и воздействий;

3 — применять дискретизацию конструкций для приведения двумерных систем к одномерным, а трехмерных к двумерным и одномерным;

4 — добиваться максимального упрощения моделей за счет неучета слабовлияющих связей, перемещений и жесткостей, разумного укрупнения однотипных элементов в основной системе;

5 — диапазон изменения жесткостей и перемещений элементов и сопряжений при сложных воздействиях определять путем экспериментальных исследований и с помощью приближенных методов расчета;

6 — в деформационных расчетах использовать метод последовательных приближений, рассматривая линейно деформируемые системы;

7 — в системах, где деформационный расчет сложен, шире использовать кинематический и статический принципы МПР.

Разработанный автором данной статьи комплексный метод включает три независимых расчета ПКЗ:

1 — расчет вертикальной стоечно-пластинчатой системы при неблагоприятных сочетаниях жесткостей и нагрузок в предположении податливости дисков перекрытий в обеих плоскостях;

2 — расчет горизонтальных дисков перекрытий в обеих плоскостях при неблагоприятных сочетаниях жесткостей и нагрузок;

3 — расчет дополнительных усилий в элементах и сопряжениях при предельно допустимых значениях перекосов рам, разности деформаций колонн, прогибов здания, неравномерных осадок и поворотов фундаментов.

Расчет 1 сводится к расчету устоев и рам как составных стержней.

Расчет 2 распадается на расчет диска в горизонтальной плоскости (РДГ) при минимальном вертикальном пригрузе и расчет диска в вертикальной плоскости (РДВ) при неравномерных вертикальных загрузениях и дополнительных опираниях настилов вдоль пролета плит. При этом РДВ разделяется на две упрощенные схемы:

ПРН — пространственная работа настила при опирании по торцам на жесткие опоры и загрузении различными сочетаниями вертикальных нагрузок или дополнительном опирании вдоль пролета;

СРПН — совместная работа ригелей с настилом в виде спаренных крайних ячеек с одним средним и двумя крайними ригелями при равномерном загрузении по всей площади вертикальной нагрузки.

Разработаны методы расчета схем с применением МПР.

В деформационных расчетах использованы балочные функции и интегрирование по участкам, что позволяет получить формулы реакций в упрощенных расчетных моделях, дающих решения в запас, в замкнутом виде.

На основании исследований предложены рекомендации по проектированию плит, ригелей и сопряжений с учетом пространственной работы здания. Разрабатываются практические методы расчета несущих трехслойных стен и устоев как составных балок.

С.С.КАПРИЕЛОВ, д-р техн. наук, В.Г.БАТРАКОВ д-р техн. наук, проф., А.В.ШЕЙНФЕЛЬД, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Модифицированные бетоны нового поколения: реальность и перспектива

Двадцатый век запомнится специалисту тем, что в области бетонирования и особенно в технологии бетона сделаны значительные шаги, изменившие первоначальные представления о материале, который был и остается наиболее массовым и важным в строительстве.

Из многочисленных достижений науки о бетоне наиболее значимыми оказались те, которые углубили наши представления о процессах, происходящих на микроуровне и способствующих улучшению основных характеристик материала, — прочности, деформативности, долговечности. Среди них — научное обоснование процессов гидратации цемента и формирования структуры цементного камня.

В развитие теорий Ле Шателье и Михаэлиса проведены многочисленные исследования систем C-S-H и C-A-H, которые позволили понять суть процессов, происходящих при гидратации цемента, формировании кристаллогидратов и структуры цементного камня.

Современное представление заключается в том, что формирование структуры, согласно Байкову, разделяется условно на три стадии: растворения, коллоидную и кристаллизационную. На первой и второй стадиях, по Ребиндеру [1], наблюдается пептизация частиц и формирование коагуляционной структуры с обратимыми (восстанавливаемыми) контактами между частицами твердой фазы, и цементная система находится в пластичном состоянии, которое характеризуется реологическими параметрами. На третьей стадии формируется кристаллизационная структура с необратимыми фазовыми контактами, и система находится в состоянии, которое характеризуется сопротивлением разру-

шающей нагрузке и деформативностью. Прочность фазовых контактов и соответственно структуры, по Тэйлору [2], во многом зависит от условий формирования кристаллогидратов при гидратации основного минерала цемента C_3S , в частности, от соотношения C/S. Преобладание в структуре цементного камня более дисперсных и устойчивых гидросиликатов кальция (ГСК) с соотношением C/S $\leq 1,1$ является фактором повышенной прочности фазовых контактов кристаллизационной структуры и коррозионной стойкости цементного камня.

На этом представлении основано другое важное достижение науки о бетоне, которое можно сформулировать как разработку научных основ защиты бетона и железобетона от коррозии и повышения его долговечности.

Сегодня общепризнано, что коррозионная стойкость бетона зависит от проницаемости цементного камня и бетона для жидких и газообразных агентов, а также от реакционной способности цементного камня при воздействии тех же агрессивных агентов, т.е. дифференциальной пористости и фазового состава цементного камня. Кроме того, определена связь морозостойкости с другими параметрами структуры: объемом и размером условно замкнутых пор и фактором расстояния между ними.

В развитии технологии бетона решающую роль сыграли сформированные в результате многочисленных исследований и подтвержденные практикой научные основы модифицирования бетонов добавками-модификаторами цементных систем. Достаточно полное представление о теории и практике модифицирования бетонов дает недавно вышедшая в России мо-

нография [3]. Особого внимания заслуживает выявленная связь между строением молекул органических материалов, свойствами адсорбционных слоев и поведением цементных систем. Основываясь на этом и на понимании процессов, происходящих в цементной системе, были созданы новые материалы для модифицирования цементных систем.

С появлением суперпластификаторов (СП) и высокодисперсных кремнеземсодержащих материалов техногенного происхождения, прежде всего микрокремнезема (МК), в технологии бетона произошел перелом. Значительный прогресс связан именно с совместным применением СП и МК. Оптимальное сочетание указанных добавок-модификаторов, а при необходимости совмещение с ними в небольших количествах других органических и минеральных материалов позволяет управлять реологическими свойствами бетонных смесей и модифицировать структуру цементного камня на микроуровне так, чтобы придать бетону свойства, обеспечивающие высокую эксплуатационную надежность конструкций. Так появился термин High Performance Concrete, под которым подразумеваются бетоны высокой (55...80 МПа) и сверхвысокой (выше 80 МПа) прочности, низкой проницаемости, повышенной коррозионной стойкости и долговечности, полученные из пластичных смесей.

В основе резкого изменения свойств бетонов лежат происходящие в цементной системе сложные коллоидно-химические и физические явления, которые поддаются воздействию модификаторов и отражаются в конечном счете на фазовом составе, пористости, прочности и долговечности цемент-

Обозначение	Классификация СП		Относительная стоимость сухого полимера, %
	по составу	по основному эффекту в механизме действия	
НФ	На основе сульфированных нафталин-формальдегидных поликонденсатов	электростатический	40
МФ	На основе сульфированных меламина-формальдегидных поликонденсатов	то же	80
ЛСТ	На основе очищенных от сахаров лигносульфонатов	—	20
П	На основе поликарбоксилатов и полиакрилатов	стерический	100

тного камня [4]. Очевидно, поэтому специалисты относят производство таких бетонов к “высоким технологиям” [5].

Остановимся на некоторых аспектах применения СП и МК, особенностях структуры модифицированного цементного камня и перспективах получения бетонов нового поколения.

Суперпластификаторы

Появление СП в конце 60-х — начале 70-х годов увенчало многолетнюю тенденцию “химизации” бетона — применение в технологии различных добавок-модификаторов, улучшающих те или иные свойства бетонных смесей и бетонов. Воздействуя на процессы формирования структуры, особенно на начальной (коагуляционной) стадии, СП изменяют реологические свойства цементной системы, способствуют сокращению ее водопотребности, что в дальнейшем отражается на параметрах кристаллизационной структуры.

Благодаря СП изменились традиционные представления о бетоне и технологии его производства. В частности, оказалось возможным получать ранее недостижимые эффекты: с применением высокопластичных бетонных смесей ($OK > 20$ см) на обычных портландцементных и заполнителях достигать сравнительно высокой прочности (50 МПа) и пониженной проницаемости, сокращать расход цемента и энергоресурсов. Распространенные в настоящее время на рынке СП можно классифицировать по двум признакам: по природе (составу) материалов и по основному эффекту в механизме действия на цементные системы. Классификация по второму признаку представляется более убедительной, так как с появлением различных новых материалов, обладающих свойствами СП, становится трудно группировать их в зависимости от состава.

В табл.1 приведена классификация СП с их относительными стоимостными параметрами.

Обратим внимание на то, что в механизме действия СП типов НФ, МФ, ЛСТ преобладает эффект электростатического отталкивания

частиц цемента и стабилизации, вызванный тем, что адсорбционные слои из молекул СП повышают величину дзета-потенциала на поверхности цементных частиц. Отметим также, что величина дзета-потенциала зависит от адсорбционной способности СП (чем выше величина адсорбции, тем больше абсолютная величина этого потенциала, имеющего отрицательный знак).

В механизме действия СП типа П роль дзета-потенциала меньше, а взаимное отталкивание частиц цемента и стабилизация суспензии обеспечивается за счет преобладающего стерического эффекта. Такое различие многие специалисты связывают со строением молекул СП разных типов: НФ, МФ, ЛСТ характеризуются линейной формой полимерной цепи; для СП типа П характерны поперечные связи и двух- или трехмерная форма [6,7]. Именно поперечные звенья создают адсорбционную объемную защитную оболочку вокруг частиц твердой фазы, предотвращая слипание частиц и способствуя их взаимному отталкиванию. Следует отметить, что толщина адсорбционного слоя, как правило, больше, чем в случае с другими типами СП, а это значит, что в общем объеме свободной и адсорбционно-связанной воды в системе доля последней увеличивается.

По некоторым данным, силы взаимного отталкивания, вызываемые СП типа П, почти вдвое больше сил отталкивания, вызываемых МФ и НФ, и втрое больше сил, вызываемых ЛСТ [8]. Схематично электростатический и стерический

механизмы пластификации и стабилизации цементной суспензии показаны на рис. 1. Благодаря таким особенностям СП типа П более эффективны, что выражается в сравнительно низких оптимальных дозировках, низкой чувствительности к виду и составу цемента, в длительном сохранении бетонными смесями первоначальной консистенции и в их повышенной связности — нерасплаиваемости. В то же время СП типа П — наиболее дорогие материалы, что приводит к идее совмещения их с другими СП, тем более что подобные комплексы по техническим эффектам превосходят распространенные типы СП.

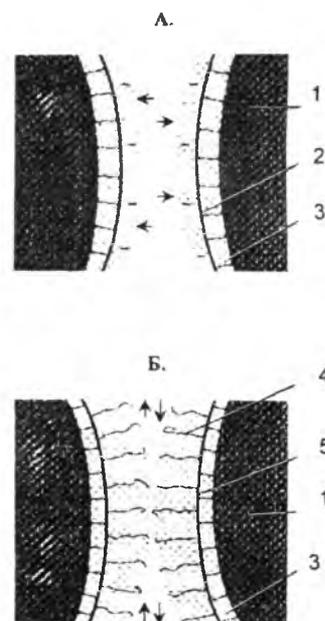


Рис. 1. Электростатический (А) и стерический (Б) эффекты

1 — частица цемента; 2 — молекулярная цепь; 3 — адсорбционный слой; 4 — поперечная полимерная цепь; 5 — продольная полимерная цепь

Высокодисперсные кремнеземсодержащие материалы техногенного происхождения. Микрокремнезем

В конце 80-х годов комитет 73-SBC RILEM представил вариант классификации минеральных добавок техногенного происхождения (табл.2), которая выполнена по таким критериям, как пуццолановая активность и вяжущие свойства. Эта классификация позволяет оценить материалы с точки зрения их воздействия на цементные системы, поэтому представляется более объективной, чем обычная классификация минеральных добавок по их происхождению. Все материалы, представленные в классификации, имеют общий признак — практически одинаковый качественный состав, но отличаются соотношением компонентов и степенью дисперсности. Преобладание диоксида кремния аморфной модификации и высокая дисперсность определяют высокую пуццолановую активность. По-

этому МК и зола от сжигания рисовой шелухи занимают в классификации особое место.

Остановимся на МК, так как объемы и география применения делают его предпочтительным по сравнению с золой рисовой шелухи.

Влияние МК на формирование структуры цементной системы зависит от взаимодействия двух факторов, которые условно можно разделить на "физический" и "химический".

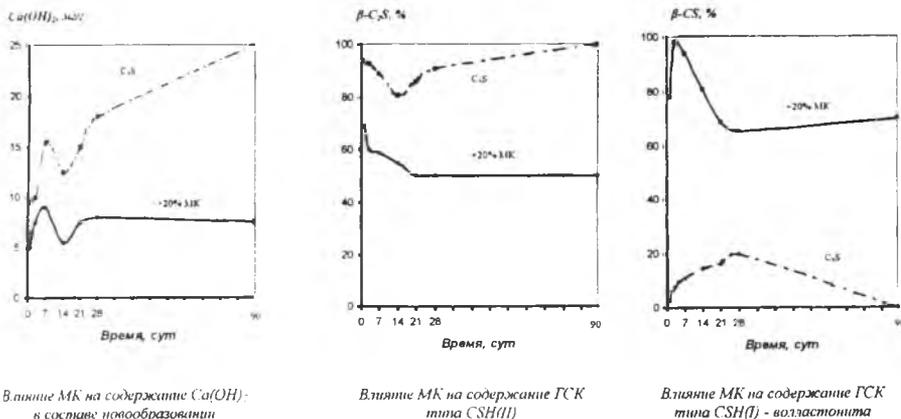
Первый фактор, связанный в основном с ультрадисперсным размером МК и в меньшей степени с химико-минералогическим составом, оказывает существенное влияние на поведение цементной системы на стадии коагуляционного структурообразования, т.е. когда она находится в пластичном состоянии. Особенности системы с МК связаны с заполнением ультрадисперсными частицами пространства между грубодисперсными частицами цемента и образованием многочисленных, хотя и

ослабленных, коагуляционных контактов между частицами твердой фазы. Эти обстоятельства так же, как уменьшение объема свободной воды в системе (за счет увеличения объема адсорбционно-связанной), резко изменяют реологические свойства: повышают вязкость, пластическую прочность, а также связность (нерасслаиваемость) и тиксотропность смесей. Кроме того, "физический фактор" может благоприятно влиять на формирование структуры на поздней (кристаллизационной) стадии, учитывая то, что ультрадисперсный материал, заполнив поры в структуре твердеющего камня, способствует повышению его плотности [4].

Роль "химического фактора" связана прежде всего с химико-минералогическим составом МК и выражается в изменении баланса между гидратными фазами в составе цементного камня в сторону увеличения объема более прочных и устойчивых низкоосновных ГСК типа волластонита с соотношении-

Таблица 2

Классификация	Химический и минералогический состав	Физические характеристики
1 Обладающие вяжущими свойствами: быстро охлажденные шлаки	В основном силикатное стекло (аморфный кремнезем), содержащее оксиды кальция, магния, алюминия. Кристаллические компоненты могут присутствовать в небольшом количестве	Представляет собой гранулы и содержит 5–15% влаги. Перед применением высушивается и измельчается до частиц размером менее 45 мкм, частицы имеют шероховатую поверхность. Удельная поверхность 350–500 м ² /кг
2 Обладающие вяжущими и пуццолановыми свойствами: высококальциевые золы уноса (Са>10%)	В основном силикатное стекло (аморфный кремнезем), содержащее оксиды кальция, магния, алюминия. Кристаллические компоненты в виде кварца и С ₃ А могут присутствовать в небольшом количестве. Могут присутствовать свободная известь и периклаз. Углерода обычно меньше 2%	Содержит от 10 до 15% частиц размером более 45 мкм. Большая часть частиц имеет сферическую форму с диаметром менее 20 мкм. Поверхность частиц в основном гладкая, но не такая чистая, как у низкокальциевых зол уноса. Удельная поверхность 300–400 м ² /кг
3. Обладающие высокой пуццолановой активностью: микрокремнезем золы рисовой шелухи	Состоит в основном из микрокремнезема некристаллической (аморфной) модификации Состоят в основном из кремнезема некристаллической (аморфной) модификации	Порошок, состоящий из сферических частиц диаметром менее 0,5 мкм. Удельная поверхность ≈ 20 000 м ² /кг Частицы размером менее 45 мкм, но имеющие пористую поверхность. Удельная поверхность 60 000 м ² /кг
4. Обладающие нормальной пуццолановой активностью: низкокальциевые золы уноса (СаО<10%)	В основном силикатное стекло (аморфный кремнезем), содержащее оксиды алюминия и железа. Кристаллические компоненты в основном в виде кварца, муллита, магнетита в небольшом количестве. Углерода обычно менее 5%, но иногда может быть 10%	Содержит от 10 до 15% частиц размером более 45 мкм. Большая часть частиц имеет сферическую форму с диаметром около 20 мкм. Удельная поверхность 250–350 м ² /кг
5. Прочие: медленно охлажденные шлаки золы гидродаления, шлаки котелен	Содержат в основном кристаллические силикатные минералы и небольшое количество некристаллических компонентов	Дополнительно измельчаются для придания вяжущих или пуццолановых свойств. Измельченные частицы имеют шероховатую поверхность



Влияние МК на содержание $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в составе новообразования

Влияние МК на содержание ГСК типа $\text{CSH}(I)$

Влияние МК на содержание ГСК типа $\text{CSH}(II)$ - воластонита

Рис. 2. Изменение баланса гидратных фаз в камне из C_3S по данным [4]

ем $\text{C}/\text{S} \leq 1,0$ вместо первичных кристаллогидратов типа портландита и высокоосновных ГСК [4].

На рис.2 показана тенденция изменения баланса кристаллогидратов в зависимости от присутствия МК и СП в цементной системе.

Присутствие в цементной системе СП, в частности, типа НФ оказывает существенное влияние на процессы формирования структуры. Оно связано как с известными особенностями "адсорбционного механизма" действия ПАВ на цементные системы, так и со специфическими, которые присущи системам с МК.

Комплексное воздействие МК и СП на цементную систему выражается в том, что на ранней стадии структурообразования (в пластичном состоянии) система обретает повышенную вязкость и связность и характеризуется ярко вы-

раженной тиксотропностью, а на поздней стадии цементный камень характеризуется особым качественным составом и особой геометрией структуры. Первое проявляется в повышенном содержании мелкозернистых кристаллогидратов типа $\text{CSH}(I)$, прочность которых в идеале может достигать 1000 МПа [9], а реакционная способность значительно ниже, чем у первичных гидратов. Второе — в повышенном содержании гелевых пор и соответственно в сокращенном объеме капиллярных [4] (рис.3).

Таким образом, модифицированные с помощью МК и СП цементные системы соответствуют теоретическим представлениям о бетонах высокой и сверхвысокой прочности, низкой проницаемости, повышенной коррозионной стойкости и долговечности.

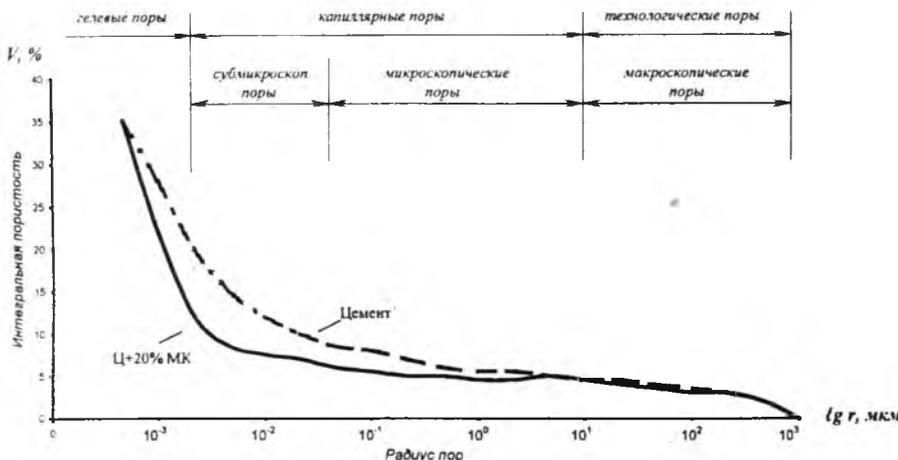


Рис. 3. Пористость камня на вяжущем с добавкой МК в количестве 20% массы цемента по данным [4]

Характеристики бетонов, достигаемые при модифицировании СП, МК и комплексами на их основе

Бетоны, обладающие комплексом уникальных характеристик, — высокой и сверхвысокой прочностью ($R=80...120$ МПа), низкой проницаемостью ($W16...W20$), высокой коррозионной стойкостью — могут быть получены из сравнительно подвижных смесей ($\text{OK}=8...16$ см) благодаря СП, МК и комплексам на их основе. Достижение таких характеристик возможно при дозировках МК от 15 до 20%, СП типа НФ от 1,5 до 2,0%, расходах портландцемента в пределах $500...550$ кг/м³, водоцементном отношении 0,24...0,28 и использовании гранитного щебня. С дополнительным введением газообразующего компонента — полигидросилоксана марки "136-41" одновременно с высокой прочностью ($R=90...100$ МПа) обеспечивается высокая морозостойкость — F1000 [10].

Указанные характеристики являются результатом влияния трех факторов: изменения баланса кристаллогидратов в структуре цементного камня, соотношения между капиллярными и гелевыми порами в пользу последних, а также упрочнения зоны контакта цементного камня с заполнителем, что связано с резким уменьшением содержания кристаллов портландита, обычно концентрирующихся в контактной зоне. В примерах с бетонами высокой морозостойкости в дополнение к вышеизложенным факторам добавляется влияние "мозаичной" гидрофобизации, вызванной полигидросилоксаном, и оптимальной условно-замкнутой пористости цементного камня, которая выражается в равномерном распределении дисперсных пор сферической формы, смягчающих напряжения в структуре от резких температурных перепадов.

Особого внимания заслуживает полученный в экспериментальном порядке материал, который показывает потенциальные возможности технологии и применения новых композиций. Имеется в виду бетон с очень высокими характеристиками, так называемый Reactive Powder Concrete (RPC). Основной принцип получения RPC — обеспечение однородности структуры путем исключения круп-

ного заполнителя, уплотнение смеси за счет оптимизации гранулометрического состава, использование давления и повышенной температуры в процессе твердения. Компонентами такого бетона являются портландцемент, МК (25...30% массы цемента), мелкозернистый песок фракции около 0,3 мм (40...50% массы цемента) и СП (2...3% массы цемента) при водотвердом отношении $V/(Ц+МК)$ в диапазоне 0,12...0,15. Прочность таких бетонов зависит от условий твердения. Термическая обработка интенсифицирует пуццолановую реакцию и образование одной из наиболее прочных разновидностей CSH(I) — конотлита. Термообработка при 90°C и атмосферном давлении позволяет достигнуть прочности на сжатие до 200 МПа; при той же температуре и давлении 500 атн прочность на сжатие может достигнуть 650 МПа [11].

Этот материал имеет минимальную пористость, которая не превышает 9%, практически непроницаем для жидкостей и газов, обладает высокой морозостойкостью и поэтому по функциональным свойствам в ряде случаев превосходит сталь.

Концепция бетонов будущего и перспектива ее реализации

Современный уровень технологии позволяет представить бетоны будущего, концепцию которых, на наш взгляд, совпадающий с мнением коллег [5], можно изложить следующим образом:

а) высокие физико-технические характеристики бетонов: класс по прочности В40...В80, низкая проницаемость для воды (эквивалентная маркам W12...W20) и газов, низкая усадка и ползучесть, повышенная коррозионная стойкость и долговечность, т.е. характеристики, сочетание которых или преобладание одной из которых обеспечивает высокую надежность конструкций в зависимости от условий эксплуатации;

б) доступная технология производства бетонных смесей и бетонов с вышеуказанными характеристиками, основанная на использовании традиционных материалов и сложившейся производственной базы.

Такой подход представляется обоснованным. С одной стороны, бетон должен обладать достаточным потенциалом, чтобы воспри-

нимать повышенные физико-механические нагрузки при эксплуатации конструкций в различных, в том числе агрессивных средах. С другой стороны, он должен сохранить все преимущества, сделавшие его основным конструкционным материалом строительства, т.е. готовиться в основном на базе местных ресурсов, в непосредственной близости от стройплощадок, с небольшими трудозатратами как при производстве смесей, так и при бетонировании конструкций.

Нам представляется, что основным путем реализации концепции бетонов нового поколения является модифицирование их с использованием более совершенных и технологичных материалов. Это могут быть смесевые композиции из традиционных добавок в новых отпускных формах или специально синтезированные органические продукты.

Примером смесевой композиции, отличающейся высокой технологичностью и технической эффективностью, является органо-минеральные материалы — комплексные модификаторы серии МБ-01, МБ-30С и МБ-50С, производимые в России. Минеральная часть модификаторов состоит из микрокремнезема (МБ-01) или смеси его с золой уноса (МБ-30С и МБ-50С), а органическая включает СП на основе НФ и фосфоорганический комплексон. Это — порошкообразные материалы насыпной плотностью 750...800 кг/м³, состоящие из гранул размером до 100 мкм. Каждая гранула представляет собой агрегат из ультрадисперсных частиц МК или золы, покрытых затвердевшей адсорбционной пленкой из молекул СП и комплексона.

Действие органо-минеральных модификаторов на цементные системы состоит в том, что при затворении водой и перемешивании компонентов бетонной смеси происходит дезагрегация гранул, которой также способствует растворение затвердевшей адсорбционной пленки (прослойки) из СП, разделяющей частицы МК или золы уноса. В дальнейшем в цементной системе происходят процессы, характерные для систем с содержащими диоксид кремния дисперсными материалами и СП.

Сочетание СП, пластифицирующего цементную систему по электростатическому механизму, и комплексона, воздействующего на си-

стему по стерическому механизму, как было отмечено выше, придает композиции повышенную эффективность. Это проявляется в пониженном расходе СП по сравнению с цементными системами аналогичной консистенции, приготовленными с отдельным введением всех ингредиентов модификатора, а также в длительном сохранении первоначальной консистенции бетонных смесей по сравнению с такими же аналогами [12].

Благодаря этим свойствам комплексные органо-минеральные модификаторы представляются одним из эффективных средств успешной реализации концепции бетонов с высокими эксплуатационными свойствами.

Библиографический список

1. Ребиндер П.А. Физико-химическая механика дисперсных структур. М., "Наука", 1996, с.3–16.
2. Taylor H. Proposed Structure for C-S-H Gel.//J.Amer. Ceramic Soc., V.69, 6, 1986, p.p. 464–467.
3. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. М., Технопроект. 1998, с.768.
4. Каприелов С.С. Общие закономерности формирования структуры цементного камня и бетона с добавкой ультрадисперсных материалов//Бетон и железобетон. — 1995. — № 4. — с.16–20.
5. Mather B. Concrete-Vear 2000, Revisited in 1995.//Adam Neville Symposium on Concrete Technology. Las Vegas USA, June 12, 1995, p.p. 1–9.
6. Jeknavorian A, Roberts L, Jardine L. Et al. Condensed Polyacrylic Acid-Aminated Polyether Polymers as Superplasticizers for Concrete.//Proceedings Fifth CANMET/ACI Int. Conference. Rome, Italy, 1997, SP 173–4.
7. Ohta A., Sugiyama T., Tanaka Y. Fluidizing Mechanism and Application of Polycarboxylate-Based Superplasticizers// Proceedings Fifth CANMET/ACI Int. Conference. Rome, Italy, 1997, SP 173–19.
8. Uchikawa H., Hanehara Sh. Influence of Characteristics of Sulfonic Acid-Based Admixture on Interactive Force Between Cement Particles and Fluidity of Cement Paste.// Proceedings Fifth CANMET/ACI Int. Conference. Rome, Italy, 1997, SP 173–2/
9. Тимашев В.В. Влияние физической структуры цемента на его прочность// "Цемент". — 1978. — №2. — с.6–8.
10. Batrakov V., Kaprielov S. Durability of Concretes Modified by Silicoorganic Compounds.//CANMET/ACI Int. Sump. On Advances in Concr. Technology. Las Vegas June 11-15/1995, Supplementary papers, p.p.609–624.
11. Malhotra V.V. Innovative Applications of Superplasticizers in Concrete — A Review.//CANMET/ACI Symposium on Advances in Concrete Science Techn., Rome, oct. 7–10, 1997, Proceedings, p.p. 271–314.
12. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Батраков В.Г. Комплексный модификатор бетона марки МБ-01//Бетон и железобетон". — №5. — 1997. — с.38–41.

В.П.СИЗОВ, д-р техн. наук, академик МАИ

Опыт ухода за свежееуложенным и твердеющим дорожным бетоном

Трещиностойкость, морозостойкость и долговечность дорожного бетона зависят от многих факторов: прочности бетона, водоцементного отношения, расхода цемента, песка и воды на 1 м³ бетона, от вида, качества, минералогического, химического состава цемента и заполнителей, характера уплотнения бетонной смеси и способа ухода за свежееуложенным и твердеющим бетоном.

Марка бетона обычно указывается в проекте. Минимальный расход цемента, его вид и марка, наибольшее значение В/Ц регламентируются соответствующими нормативными документами. Пластичность (или жесткость) бетонной смеси назначается в зависимости от вида бетонируемой конструкции, степени ее армирования и наличных средств уплотнения бетонной смеси. Исходя из заданной марки бетона и его назначения, выбираются цемент и заполнители. Но обычно песок и щебень используются местные, а цемент поступает с ближайших заводов. До начала строительства устанавливают состав бетона и все необходимые параметры: водоцементное отношение, расходы цемента, воды и заполнителей, пластичность или жесткость бетонной смеси и другие характеристики бетона.

Из вышеизложенного следует, что плотность, трещиностойкость, морозостойкость и долговечность бетона во многом предопределены заданной маркой бетона, выбором В/Ц, материалов, подбором его состава и обеспечением проектной марки бетона строителями.

Однако следует иметь в виду, что соблюдение этих требований является необходимым, но недостаточным условием. Как показы-

вает практика, трещиностойкость, морозостойкость и долговечность бетона во многом зависят от своевременного, правильного и регулярного ухода за свежееуложенным и твердеющим бетоном. Известны, например, случаи, когда проектная марка бетона обеспечивалась, состав бетона и материалы подобраны были правильно, а параметры бетона установлены в соответствии с нормативными документами, однако бетон аэродромных и дорожных покрытий оказывался недостаточен морозостоек и долговечен. Объясняется это тем, что при производстве работ не был обеспечен своевременный и надлежащий уход за свежееуложенным и твердеющим бетоном. К сожалению, проектировщики и строители не уделяют должного внимания этому важному вопросу. Недооценка роли своевременного и надлежащего ухода за свежееуложенным и твердеющим бетоном происходит подчас вследствие недостаточного опыта у строителей, из-за неправильного освещения вопроса ухода за бетоном в технической и учебной литературе, в нормативных материалах: в технических указаниях, СНиПах, инструкциях.

Ранее уход за свежееуложенным и твердеющим бетоном был изложен в инструкции ВСН-139-68, в технических указаниях ВСН-35-70, в СНиП III-В.1-62, III-В.1=68, III-Д.5-62 и в других источниках. Однако эта операция в упомянутых нормативных документах была изложена весьма лаконично. Многие рекомендации были ошибочны и противоречивы. Единый подход по уходу за свежееуложенным бетоном на первом этапе в них отсутствовал. Недостатки нормативных документов по уходу за бето-

ном и конкретные предложения по их совершенствованию подробно изложены в [1]. При переиздании нормативных документов критические замечания и предложения по этому вопросу учтены не были.

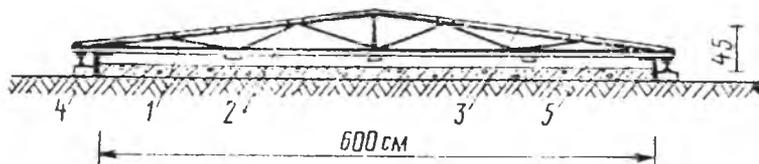
В ныне действующих нормативных документах уход за свежееуложенным и твердеющим бетоном также изложен очень кратко в ВСН-139-80 (инструкция по строительству цементобетонных автомобильных дорог), в СНиП-3.06.03-85 (автомобильные дороги), в СНиП-3.03.01-87 (несущие ограждающие конструкции) и в других материалах. В упомянутых источниках эти рекомендации касаются в основном цели ухода, применяемых материалов для ухода и оборудования для нанесения пленкообразующих составов. В то же время изложение подробных правил ухода за бетоном в нормативных документах отсутствует. В них нет указаний, когда на свежееуложенный бетон следует нанести пленкообразующие составы и когда бетон можно засыпать слоем песка или супеси и т.д. Отдельные рекомендации по уходу за свежееуложенным бетоном ошибочны (например, в СНиП-3.06.03-85 водную эмульсию рекомендуется наносить сразу после отделки поверхности бетона). Уход за свежееуложенным бетоном пленкообразующими материалами до схватывания бетона не предусмотрен. Однако нанесение эмульсии и пленкообразующих составов сразу после отделки бетонной поверхности приводит к всплыванию пленки и нарушению ее сплошности. Отсутствие ухода до прекращения водоотделения вызывает обезвоживание верхнего слоя бетона (на глубину до 2–3 см), приводит к появ-

лению трещин, шелушению бетона, отслаиванию раствора, оголению щебня (шелушение — бич дорожного бетона). Такие участки бетонного полотна приходится заменять или покрывать асфальтобетоном (хотя бетон ниже отслоившегося слоя раствора имеет высокую прочность).

Однако преждевременного разрушения бетона можно избежать. Для этого необходимо применять полужесткий бетон (ОК 1–2 см), не допускать добавления воды при отделке поверхности бетона, а также обеспечивать главным образом своевременный уход за бетоном сразу после отделки. Подробно уход за свежеложенным и твердеющим бетоном изложен ниже. Возможность применения бетона с ОК до 2 см при уплотнении его укладочной машиной Д-376 имеется, добавление воды при отделке можно исключить. Поэтому при соблюдении технологии бетонных работ и обоснованном назначении марки бетона и В/Ц главным фактором, обеспечивающим высокое качество бетона, является уход за ним.

Под уходом за бетоном понимается своевременное укрытие свежеложенного и твердеющего бетона, создание нормальных (влажностных и температурных) условий его твердения и гидратации цемента. Целью ухода за свежеложенным бетоном является также предохранение его от атмосферных осадков (дождя), прямого воздействия солнца и ветра, а также недопущение хождения людей, движения автотранспорта и бетоноукладочных машин по свежеложенной и отделанной поверхности до набора бетоном необходимой прочности.

Весь срок ухода за бетоном необходимо четко разделять на три периода (этапа). Первый начинается сразу после отделки поверхности бетона и заканчивается до начала его схватывания. Вторым периодом длится от начала схватывания до достижения бетоном 70% проектной прочности (с 1–3 ч до 5–10 сут). Третий период начинается после набора бетоном 70% проч-



Укрытие свежеложенного бетона при помощи передвижных тентов

1 — ферма из металлических труб; 2 — деревянные бруски; 3 — пленка (толь, брезент) для стока воды; 4 — рельс-форма; 5 — пленка для защиты поверхности бетона от высыхания

ности и заканчивается по достижении им 100% проектной прочности (в 28-суточном возрасте).

Уход за свежеложенным бетоном на первом этапе следует начинать немедленно после отделки поверхности и должен быть продолжен до начала схватывания (до затвердевания поверхности бетона). Начало схватывания определяется лабораторией или устанавливается путем касания поверхности плиты ладонью. Если оно наступило, то на ладони не должно оставаться следов бетонной смеси. Уход на этой стадии заключается в немедленном укрытии свежеложенного бетона с тем, чтобы предотвратить переувлажнение верхнего слоя бетона или его обезвоживание, появление в нем рваных усадочных трещин, шелушение бетона и его разрушение.

При больших объемах работ и укладке бетона бетоноукладочной машиной Д-376 укрытие бетона следует производить низкими передвижными тентами (см. рисунок). Высокие тенты, ранее описанные в литературе, непригодны для этой цели, так как под ними циркулирует воздух, что приводит к испарению воды и появлению рваных усадочных трещин. Поэтому такие тенты и не нашли применения. При небольшом объеме работ и уплотнении бетона виброрейкой и площадочными вибраторами поверхность можно укрывать переносными щитами, а там, где не требуется особо гладкая поверхность, — толем, пергамином, рулонной полимерной пленкой, мешковиной и другими материалами. При любом способе укрытия необходимо также тщательно укрывать боковые поверхности бетона (границ плит).

Своевременный уход до начала схватывания бетона является необходимым и обязательным мероприятием, предохраняющим его от переувлажнения, пересушивания, исключая появление в верхнем слое бетона трещин и обеспечивая однородное качество бетонного покрытия, монолитность, морозостойкость и долговечность бетона.

Как показала практика, если бетон после отделки в течение 1–3 ч оставался открытым, то на его поверхности появлялись усадочные трещины, которые впоследствии при замерзании и оттаивании бетона увеличивались, а в сочетании с другими причинами приводили к разрушению бетонного покрытия.

Появление усадочных трещин обусловлено рядом факторов, а именно: водоотделением цемента, большим расходом цемента, воды и песка, химическим и минералогическим составом цемента, применением излишне пластичного бетона, низким качеством заполнителей (большим загрязнением), расслоением бетона при уплотнении вибрацией, седиментацией, воздействием солнца и ветра, внесением воды в верхний слой бетона при отделке поверхности покрытия. Однако при обеспечении требуемой технологии, расчетных параметров, а также при правильном выборе материалов, тщательном перемешивании и уплотнении главными причинами, вызывающими появление трещин, являются седиментация (расслоение бетона с вытеснением растворной составляющей и воды наверх), водоотделение цемента, воздействие солнечных лучей, ветра и дождя.

Седиментация, как известно, заключается в осаждении более тяжелых частиц вниз и вытеснение более легких наверх. Вследствие указанного явления, а также водоотделения цемента вода из бетона выступает на поверхность плиты. При воздействии солнечных лучей и ветра она испаряется, верхний слой бетона обезвоживается, в результате чего он становится слабым, и на поверхности бетонного покрытия появляются рваные усадочные трещины.

При укрытии бетона сразу после отделки вода хотя и выступает наверх, однако испарения ее практически не происходит, так как бетон защищен от прямого воздействия солнца и ветра. В этом случае твердение бетона происходит как бы в среде насыщенного воздуха. Вода, выступающая вначале наверх, затем быстро всасывается, проникая снова в бетон. Опыты показали, что если не укрытый бетон имел беловатый цвет, то бетон, находящийся под укрытием, приобретал цвет цемента. При открытии щита создавалось впечатление, что бетон был как бы увлажнен через распылитель. Практика работ показала, что зазор между бетоном и щитами, тентом или другим укрытием должен быть минимальным (1–2 см), а там, где не требуется гладкая поверхность, укрывающие материалы можно укладывать на бетон.

После первого начинается второй этап ухода за бетоном. Его цель заключается в создании нормальных условий для твердения бетона. Указанные условия обеспечиваются выдержкой бетона во влажных условиях и при положительных температурах, предохранением его от повреждения в раннем возрасте (от толчков, ударов, сотрясений и всякого рода механических повреждений поверхности).

Продолжительность второго этапа ухода за бетоном зависит от климатических условий, химического и минералогического состава цемента. Для районов с умеренным климатом минимальные сроки ухода за бетоном должны быть:

на белитовых цементах — 10 сут, на обычных портландцементах — 7 сут, на быстротвердеющих алиловых цементах и БТЦ (когда 70–80% прочности обеспечивается за 3–5 дня) — 5 сут. Для районов с резко континентальным климатом (сухим и жарким) указанные сроки удлинняются на 2–3 сут.

На втором этапе уход за бетоном осуществляется путем:

засыпки бетонного покрытия слоем песка или супеси и поливки водой через определенные интервалы;

покрытия бетона в два слоя лаком этиноль, разжиженным битумом, битумной эмульсией, лаком кукерсоль и пленкообразующими материалами (при этом уход бетон не поливается, так как воды затворения достаточно для гидратации цемента и твердения бетона);

укрытия бетона рулонной полимерной пленкой, мешковиной, парусиной и другими влагоемкими материалами.

Из перечисленных методов наиболее перспективным является уход пленкообразующими материалами [2].

Уход за бетоном на третьем этапе должен заключаться в сохранении слоя песка на бетонном покрытии до достижения бетоном проектной прочности. Наряду с этим на третьем этапе бетон желательно поливать водой хотя бы один раз в день в течение еще 7–10 сут. При покрытии бетона пленкообразующими материалами пленку необходимо сохранить на протяжении 28 сут после ее нанесения.

В районах Средней Азии уход за бетоном производился нами путем покрытия его на одном объекте лаком этиноль, на другом — разжиженным битумом, а в одном из районов Забайкалья для этих целей успешно применяли лак кукерсоль. Уход за бетоном путем покрытия его пленкообразующим составом обеспечивал нормальные условия твердения бетона и оказался весьма эффективным, экономичным и возможным для данного района. Стоимость работ при этом в два раза ниже по

сравнению с засыпкой бетона песком и супесью и поливкой его водой.

Опыт работ показал, что все методы ухода за бетоном создают нормальные условия для его твердения и могут успешно применяться в практике дорожного строительства. Испытания бетона и эксплуатация автодорог подтверждают сделанные выводы.

При всех методах ухода необходимо обеспечить своевременное укрытие свежеложенного бетона сразу после отделки поверхности плит и последующий уход за твердеющим бетоном. Только обеспечение правильного ухода на всех трех этапах позволяет получать бетон требуемой прочности, трещиностойкости, морозостойкости, долговечности и исключить ремонтные работы и замену бетона на отдельных участках.

Предложения:

разработать единые правила (рекомендации) по уходу за свежеложенным и твердеющим бетоном;

уточнить соответствующие разделы по уходу за свежеложенным и твердеющим бетоном в СНиП 3.06.03-85, 3.03.01-87 и ВСН-139-80, а также в других нормативных документах;

не допускать добавления воды при отделке плит и применения пластичных бетонных смесей;

засыпать бетонное покрытие песком и наносить на него пленкообразующие составы следует только после окончания процесса седиментации (водоотделения) и начала схватывания бетона (нанесение пленкообразующего состава сразу после отделки приведет к нарушению сплошности пленки).

Библиографический список

1. Сизов В.П. Меры повышения морозостойкости и трещиностойкости бетонных покрытий. Автомобильные дороги. — № 4. — 1972. — с. 17–18.
2. Топильский Г.В., Зайченко М.Л., Фролов Л.Н. Пленкообразующие материалы для ухода за бетоном//Бетон и железобетон. — № 2. — 1999.

Влияние смешанного армирования на выносливость нормальных сечений изгибаемых элементов

Выносливость железобетонных конструкций при действии многократно повторяющихся нагрузок является важнейшим показателем их эксплуатационной надежности. Учитывая расширяющиеся объемы применения конструкций со смешанным армированием в сооружениях, испытывающих в процессе эксплуатации многократно повторяющиеся нагрузки (мосты, эстакады, подкрановые балки, элементы перекрытия промзданий с вибрационными воздействиями от оборудования, подвижного транспорта и т. п.), появляется необходимость исследования усталостной прочности таких конструкций.

Обнаружившиеся противоречия между результатами экспериментальных исследований и расчетами по действующим нормам определили потребность в разработке единого аналитического аппарата оценки прочности и деформативности конструкций при многократно повторяющихся нагрузках и составлении рекомендаций по расчету. Наиболее полно обобщение экспериментально - теоретических исследований последних лет выполнено в НИИЖБ под руководством А. С. Залесова [4].

Исследований выносливости железобетонных конструкций со смешанным армированием выполнено относительно немного. Тем не менее установление общих закономерностей работы ненапряженных, полностью и частично напряженных железобетонных элементов дало возможность получить приемлемый для практики аппарат расчета конструкций со смешанным армированием. Основные положения предлагаемой методики расчета приведены в [2].

Большинство железобетонных элементов со смешанным армированием являются малоармированными и, если возможно их усталостное разрушение, то причиной этого будет достижение предела выносливости арматуры работающей на растяжение - либо предварительно напрягаемой, либо ненапрягаемой.

При воздействии многократно повторяющихся нагрузок величины напряжений в предварительно напрягаемой арматуре изменяются вследствие ее предварительного напряжения асимметрично, т.е. $\rho_{\gamma p} = \sigma_{sp, \min} / \sigma_{sp, \max} > 0$ и находится, как правило, в пределах 0,7...0,8. В то же время напряжения в обычной арматуре из-за наличия начальных сжимающих напряжений могут изменяться от небольших сжимающих при $\sigma_{s, \min}$ до значительных растягивающих при $\sigma_{s, \max}$. В диапазоне эксплуатационных динамических нагрузок [1, 5] коэффициент асимметрии цикла ненапрягаемой арматуры ρ_s оказывается близким к нулю, что создает неблагоприятные условия ее работы.

Усталость растянутой арматуры появляется обычно в местах трещин, где создаются зоны концентрации напряжений. Кроме концентрации напряжений, проявляется влияние трения арматуры о бетон, а также изгиб арматуры. При использовании в качестве напрягаемой арматуры канатов необходимо учесть, что характерной особенностью их работы является податливость скручиванию. Переменная нагрузка при переходе в асимметричном цикле от уровня минимальной до уровня максимальной нагрузки цикла и наоборот вызывает скручивание и раскручивание каната, что сопровождается трением между наружными проволоками каната по линии контакта. Это является одной из причин хрупкого разрушения проволок каната.

В действующих нормативных документах принята связь усталостной прочности арматуры с временным сопротивлением разрыву σ_u , т. е. линии выносливости в координатах $\sigma_{s, \max} - l_p N$ (диаграмма Веллера) или $\sigma_{s, \max} - \sigma_{s, \min}$ (диаграмма Гудмена) имеют своим началом точку, соответствующую σ_u . Такая форма линий выносливости была положена в основу рекомендаций по расчетным величинам усталостной прочности арматуры, приведенных в действующих нормам. Расчетные сопротивления арматуры на выносливость определяются соотношением

$$R_s^i = R_s \cdot \gamma_{s3} \cdot \gamma_{s4} \quad (1)$$

где R_s - расчетное сопротивление арматуры; γ_{s3} , γ_{s4} - коэффициенты, учитывающие коэффициент асимметрии нагрузки и тип сварного стыка и получающиеся из диаграммы Гудмена при начале линии выносливости в точке $\sigma_{s, \max} = \sigma_u$ при $\rho_s = 1$.

Принятые на графике зависимости усталостной прочности арматуры от числа циклов начала линии выносливости в точке, соответствующей временному сопротивлению разрыву σ_u , результатами исследований не подтверждается. При экстраполяции линий выносливости, полученных статистической обработкой опытных данных до пересечения с осью напряжений они отсекают на ней точку, соответствующую напряжению σ_u' , значительно превосходящему прочность разрыва. Анализ результатов экспериментальных исследований [3, 4 и др.] позволяет заключить, что за начало линий выносливости следует принимать точку, соответствующую $\eta \sigma_u$. По результатам обработки большого числа опытных данных значение η находится в пределах 1,2...2,4. С учетом указанных

обстоятельств усталостную прочность арматуры рекомендуется [3, 4] рассчитывать по формуле

$$R'_s = k_p \sigma_u \quad (2)$$

где
$$k_p = \frac{k_o}{1 - \rho_s \left(1 - \frac{k_o}{\eta}\right)}; \quad k_o = \frac{R'_{so}}{\sigma_u};$$

R'_{so} - усталостная прочность арматуры, полученная для пульсирующей нагрузки, при $\rho_s = 0$.

Несмотря на отмеченные недостатки, диаграмму Гудмена часто используют для оценки риска усталостного разрушения арматуры железобетонных элементов [1, 5].

Соотношения (1)...(2) учтены при выводе условий выносливости нормальных сечений железобетонных элементов (1) и (2) [2].

За основной критерий выносливости железобетонных конструкций принимают результаты сопоставления действующих максимальных напряжений в бетоне и арматуре с их расчетными сопротивлениями, с учетом коэффициентов условий работы бетона и арматуры и накопления в них напряжений по формулам (1) и (2) [2].

В исследованиях автора [1] выполнены расчеты с использованием основных положений СНиП, а при определении максимальных напряжений цикла в смешанной арматуре учитывались рекомендации автора в работе [2]. Сопоставление теоретических и экспериментальных значений максимальных напряжений в арматуре показало удовлетворительную сходимость результатов. Однако, полученные отношения теоретических значений максимальных напряжений в предварительно напряженной арматуре к экспериментальным оказалось близким к единице. Это говорит о том, что расчетная методика СНиП несколько переоценивает выносливость высокопрочной арматуры. Вместе с тем выносливость ненапрягаемой арматуры, работающей в составе изгибаемых элементов со смешанным армированием, нормами недооценивается более, чем в два раза. В силу сказанного представляет интерес выполнение расчетов с использованием но-

вых соотношений, учитывающих накопление напряжений в бетоне $H\sigma_b$ и арматуре $H\sigma_s$, определяемых по формулам (9) и (10) [2].

По результатам испытаний выделяется выносливость балок серии II, которая превосходит показатели других образцов более, чем в два раза. Очевидно, это объясняется установкой в этих образцах мягкой ненапрягаемой арматуры класса А-III, которая при относительно большом ее содержании, включаясь в работу, уменьшает ширину раскрытия трещин, увеличивая их количество в зоне чистого изгиба. Такое уменьшение снижает концентрацию напряжений в арматурных канатах и увеличивает их усталостную прочность.

Учитывая, что все образцы разрушились по растянутой арматуре, проверку методики расчета, изложенную в [2], выполняли сопоставлением измеренных максимальных напряжений цикла с расчетными по условию (2) [2]. Результаты расчета по всем опытным балкам, разрушившимся от многократно повторной нагрузки, приведены в таблице.

Анализируя данные таблицы, можно сделать некоторые выводы. Прежде всего следует отметить низкую выносливость образца первой серии. Относительно небольшое количество ненапрягаемой высокопрочной арматуры класса А_т-V ($\mu_{sp} = 0,28\%$), установленное в этой балке практически не позволило ей включиться в работу при низком значении коэффициента асимметрии цикла. Отсюда очевидно, что выносливость такого элемента обеспечивается только усталостной прочностью канатной арматуры. Учитывая низкий процент армирования канатами ($\mu_{sp} = 0,36$) становится ясной причина того, что выносливость образца серии I была наименьшей. В этой связи следует отметить обоснованность рекомендаций СНиП, не допускающих установку высокопрочной арматуры при $\rho_s \leq 0,2$. Повышение процента армирования μ_{sp} с 0,36 до 0,55 (серия III) увеличивает выносливость на 35%. Другой особенностью работы балок, вытекающей из анализа результатов экспериментально-теоретических исследований, является существенное увеличение усталостной прочности элемента, армированного ненапрягаемой мягкой арматурой, класса

серия	σ_{sp}^o , МПа	Кол-во циклов до разруш. $N_r \cdot 10^6$	Коэф. асим. цикла к моменту усталост. разрушения $\frac{\rho_{spt}}{\rho_{st}}$	Предел выносливости ар-ры $\gamma_{sp3} \sigma_{02}$ $\gamma_{s3} \sigma_{02}$ ($\gamma_{s3} \sigma_y$)	$H\sigma_s$	Напряжения в смешанной арматуре к моменту усталостного разрешения			$\frac{\sigma_{sp,max}^{on}(t)}{\sigma_{sp,max}^{meop}(t)}$ $\frac{\sigma_{s,max}^{on}(t)}{\sigma_{s,max}^{meop}(t)}$
						$\gamma_{sp3} \sigma_{02}$ $\gamma_{s3} \sigma_{02}$ о СНиП	$\frac{\sigma_{sp,max}^{on}(t)}{\sigma_{s,max}^{on}(t)}$	$\frac{\sigma_{sp,max}^{meop}(t)}{\sigma_{s,max}^{meop}(t)}$ по (2)[2]	
I	925	0,502	$\frac{0,877}{0,043}$	$\frac{1501}{-}$	1,091	$\frac{1387}{-}$	$\frac{1410}{593}$	$\frac{1376}{-}$	$\frac{1,025}{-}$
II	950	1,700	$\frac{0,906}{0,298}$	$\frac{1558}{204}$	1,059	$\frac{1458}{172}$	$\frac{1460}{380}$	$\frac{1471}{193}$	$\frac{0,993}{1,970}$
III	895	0,680	0,802	1371	1,049	1262	1425	1307	1,090
IV	965	0,630	$\frac{0,965}{0,585}$	$\frac{1505}{420}$	1,065	$\frac{1458}{294}$	$\frac{1508}{770}$	$\frac{1413}{394}$	$\frac{1,070}{1,950}$

Примечания: В числителе приведены параметры, относящиеся к напрягаемой арматуре, в знаменателе - к ненапрягаемой.

А-III. Как видно из таблицы, напряжения в этой арматуре к моменту усталостного разрушения ($\sigma_{s,max}(t)=380$ МПа) были близки к физическому пределу текучести при статическом нагружении ($\sigma_s=390$ МПа). Это говорит о том, что такое сочетание напрягаемой и ненапрягаемой арматуры наиболее эффективно в конструкциях со смешанным армированием, испытывающих динамические многократно повторяющиеся нагрузки.

Выносливость элемента с повышенным содержанием высокопрочной ненапрягаемой арматуры класса А_т-V ($\mu_s=0,55$) практически не отличается от выносливости полностью преднапряженной балки. Здесь включение в работу ненапрягаемой арматуры обеспечивается более высоким значением коэффициента асимметрии цикла $\rho_s \approx 0,4$. В этих условиях максимальные напряжения в ненапрягаемой арматуре составляют примерно 80% от статического условного предела текучести ($\sigma_{s,max} = 770$ МПа против $\sigma_{0,2} = 967$ МПа). В то же время появляется возможность пятидесятипроцентной экономии предварительно напрягаемой арматуры.

Предлагаемая методика расчета достаточно точно оценивает выносливость элементов со смешанным армированием. Напряжения в напрягаемой арматуре по результатам эксперимента и расчета практически совпадают. Напряжения в ненапрягаемой арматуре по расчету получаются заниженными почти в 2 раза. Аналогичные результаты были получены и по методике СНиП, откорректированной предложениями

автора [1]. В то же время вычисление напряжений в ненапрягаемой арматуре с использованием функции накопления напряжений H_{σ_s} по формуле (10)[2] дает более близкие к опытам результаты.

До настоящего времени не накоплено достаточного количества опытных данных для определения функции накопления напряжений в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре отдельно. Поэтому в таблице приведены ее средние значения.

В первом приближении приведенную методику можно рекомендовать для использования в практических расчетах.

Библиографический список

1. Байрамуков С.Х. Несущая способность, трещиностойкость и деформативность железобетонных изгибаемых элементов со смешанным армированием при статических и повторных нагружениях. Диссертация... канд. техн. наук. — М.: МИСИ, 1991. — 220 с.
2. Байрамуков С.Х. Выносливость нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов со смешанным армированием//Бетон и железобетон. — 1999. — № 3. — С.13–14.
3. Кириллов А.П. Выносливость гидротехнического железобетона. — М.: Энергия, 1978. — 272 с.
4. Провести исследования повторных нагружений на прочность, трещиностойкость и деформативность железобетонных стержневых элементов при сочетании изгиба, сжатия-растяжения, поперечной силы и кручения и разработать рекомендации по расчету: Отчет о НИР/НИИЖБ: № 1-3. 13-91. — Москва, 1991. — 146 с.
5. Bennet E.W., Joyneb H.W. Fatigue Resistance of Reinforcement in Partially Prestressed Beams//PCI Journal, 1977, March. — P.P.78–88.

А.Я.ИСАЙКИН, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Расчет неразрезных железобетонных балок с учетом условий надежности

В последнее время очень часто стали применяться монолитные перекрытия в состав которых входят балочные конструкции. Поэтому определение надежности неразрезных балок является важной и актуальной проблемой настоящего времени. В связи с этим поставим перед собой задачу: оценить надежность неразрезных железобетонных балок и провести исследования их надежности.

В работе [1] разработан и применен для оценки надежности железобетонных статически неопределимых конструкций логико-вероятностный метод предельного равновесия (ЛВМПР). Отличие ЛВМПР от других методов, основанных на методе предельного равновесия, заключается

в том, что в ЛВМПР определяют вероятности неразрушения конструкции по всем возможным простейшим схемам разрушения, которые перемножаются для нахождения надежности конструкции в целом [1]. Таким образом, надежность конструкции (или системы) R_c может быть определена по формуле

$$R_c \approx \prod_{j=1}^m R_j, \quad (1)$$

где m - количество возможных простейших схем разрушения; R_j - вероятность неразрушения конструкции по схеме j .

В работе [1] при решении двух задач оптимизации неразрезных железобетонных балок показано, что наибольшей надежностью (и наи-

меньшим расходом материалов при заданной надежности) обладает балка с равными вероятностями неразрушения по всем простейшим схемам. Этим свойством можно воспользоваться при расчете балок с учетом условий надежности. Если принять равенство всех вероятностей неразрушения конструкции по каждой простейшей схеме, то обеспеченность несущей способности балки по любой схеме можно определить по формуле

$$R_j = \sqrt[m]{R}, \quad (2)$$

где R - нормированная надежность всей конструкции.

Задача назначения безопасного уровня надежности является по своей сути социальной задачей оптимиза-

ции. Неблагоприятны как слишком высокая, так и малая надежность, в первом случае из-за больших материальных затрат, а во втором - из-за частых случаев повреждений и отказов и малой долговечности сооружений. Поэтому необходимо стремиться не к наибольшей, а к оптимальной безопасности, к уровню, приемлемому для общества [4].

Нормирование обеспеченности не только нормативных, но и расчетных сопротивлений материалов позволяет регулировать надежность железобетонных конструкций. При обеспеченности расчетных сопротивлений 0,9986 надежность конструкции не может быть меньше этой величины [2].

Исследования надежности статически определимых железобетонных конструкций, проведенные в НИИЖБ под руководством М.Б. Краковского, подтвердили предположение о том, что обеспеченность несущей способности элементов статически определимых конструкций не менее 0,9986. Причем, обеспеченность несущей способности слабо армированных изгибаемых и гибких внецентренно сжатых элементов близка к 0,9986, а обеспеченность несущей способности внецентренно растянутых с малым эксцентриситетом элементов равна 0,9986. Обеспеченность же несущей способности статически неопределимых железобетонных конструкций значительно выше обеспеченности статически определимых.

Таким образом, создается противоречивая ситуация, когда конструкции одного класса сооружения имеют разную обеспеченность несущей способности в зависимости от конструктивной схемы. Кроме того, такая ситуация поддерживается неодинаковой обеспеченностью различных материалов из которых может изготавливаться конструкция. Для разрешения этого противоречия принята одинаковая обеспеченность, равная, например, 0,9986. Для этой цели введено понятие коэффициента обеспеченности несущей способности статически неопределимых железобетонных конструкций. Этот коэффициент можно определить по формуле

$$k_{R_j} = \frac{U_{R_j}}{U_{0j}}, \quad (3)$$

где U_{R_j} и U_{0j} - соответственно обобщенные несущие способности конструкции по одной из схем, например по схеме j , имеющую обеспеченность R_j , и несущая способность конструкции по этой же схеме, определенная по детерминистическому расчету при расчетных характеристиках материалов.

Под обобщенной несущей способностью следует понимать или какое-либо предельное внутреннее усилие, или работу внутренних усилий на возможных перемещениях и т.п.

Для реализации ЛВМПР составлена программа, определяющая надежность статически неопределимых железобетонных конструкций. Входными параметрами являются: расчетные прочностные и деформативные характеристики материалов; их средние значения и средние квадратические отклонения; расчетные значения нагрузок и их статистические характеристики. Выходными параметрами являются: тип и характеристики кривой Пирсона для каждой простейшей схемы разрушения; вероятность неразрушения конструкции по каждой схеме; обеспеченность несущей способности конструкции по каждой схеме; статистические характеристики несущей способности каждой схемы и надежность всей конструкции в целом.

В НИИЖБ проведены исследования изменения k_{R_j} для неразрезных балок в зависимости от армирования их критических сечений. Под критическим понимается такое сечение, где вероятность реализации пластического шарнира наибольшая по

сравнению с близко лежащими сечениями.

Рассматривались неразрезные балки, загруженные внешней нагрузкой, вызывающей возникновение положительных изгибающих моментов в пролетных сечениях и отрицательных моментов над опорами (см. рис. 1). Тогда простейшими схемами разрушения будут такие схемы, которые включают в свой состав опорные и пролетные сечения одного пролета.

Пусть неразрезная балка имеет m пролетов. Допустим также, что конструкция запроектирована исходя из принципа равной надежности простейших схем разрушения. Тогда обеспеченность несущей способности балки по каждой схеме разрушения может быть определена как

$$R_j = \sqrt[m]{R} = \sqrt[m]{0,9986}.$$

Например, обеспеченность несущей способности по каждой схеме разрушения двухпролетной балки будет 0,999300; трехпролетной балки - 0,999533 и т.д.

Исследования закономерностей изменения k_R для различного армирования критических сечений проводились в зависимости от коэффициентов $\varphi_i = \xi_i / \xi_R$. Здесь ξ_i - относительная высота сжатой зоны бетона i -го критического сечения, а ξ_R - граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона для всех критических сечений балки. Для крайних пролетов балок со всеми шарнирными опорами таких критических сечений два, для средних пролетов - три. Если вероятность неразрушения конструкции по крайним пролетам зависит от двух коэф-

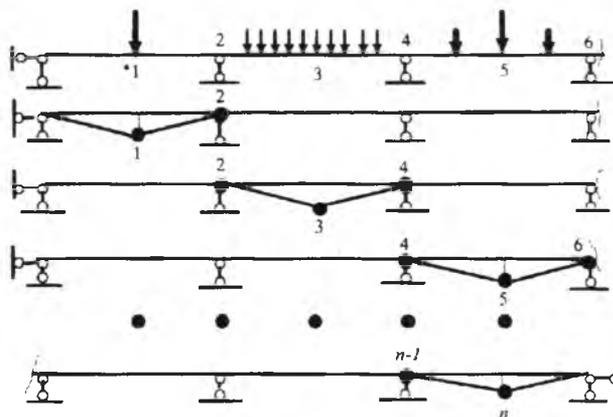


Рис. 1. Неразрезные балки и их схемы разрушения

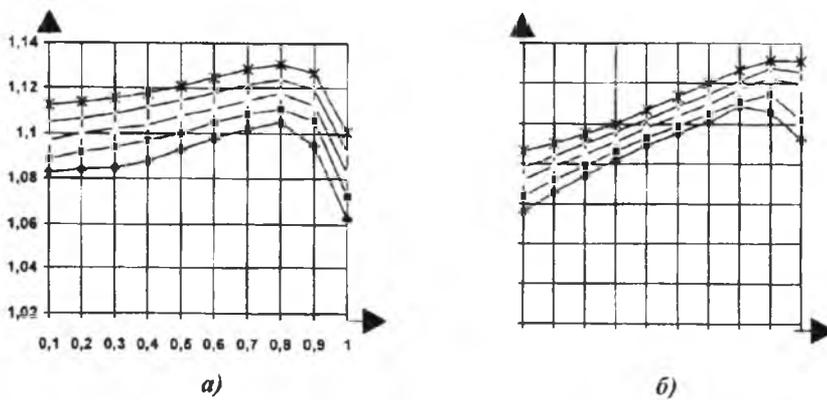


Рис. 2. Графики изменения K_R для однопролетной балки: а — с тремя пластическими шарнирами; б — с двумя шарнирами при $\alpha = 0,6$

коэффициентов φ , то для средних пролетов двух коэффициентов недостаточно и поэтому введен еще один коэффициент $\alpha = \mu_{min} / \mu_{max}$ представляющий собой отношение меньшего к большему коэффициенту армирования опорных сечений.

В зависимости от значений φ и α составлены таблицы коэффициентов обеспеченности несущей способности. Характер изменения k_R показан на графиках (см. рис. 2). В качестве иллюстрации изменения k_R выбраны однопролетные балки с двумя и тремя критическими сечениями, где возможна реализация пластических шарниров.

Значения коэффициентов k_R для крайнего и среднего пролетов больше единицы. Это говорит о том, что обеспеченность несущей способности всей неразрезной балки превышает принятую нормированную величину - 0,9986.

Кривые изменения коэффициентов сочетания свойств сечений имеют два характерных участка (см. рис. 2). На первом участке с увеличением коэффициентов φ наблюдается увеличение k_R . При малом насыщении арматурой критических сечений их сжатая зона бетона незначительна. В основном обеспеченность несущей способности сечений будет определяться арматурой, то есть одним материалом. Поэтому наблюдается незначительное превышение k_R над единицей. По мере возрастания φ наблюдается рост коэффициентов сочетаний. Это означает увеличение обеспеченности несущей способности сечений, так как роль бетона в

несущей способности увеличивается и надежность уже будет определяться прочностью двух материалов, работающих совместно. Рост k_R наблюдается до $\varphi = 0,65 \pm 0,8$, затем отмечается либо уменьшение k_R либо значительное снижение его роста. Это объясняется тем, что по мере приближения ξ к ξ_R разрушение сечений диктуется в большей степени прочностью бетона. В этом случае роль арматуры в обеспеченности несущей способности уменьшается. Следовательно, снижается и обеспеченность несущей способности всей конструкции, а значит, наблюдается снижение значений k_R .

Исследованием k_R установлено, что этот коэффициент очень слабо зависит от классов бетона и арматуры при условии назначения расчетных характеристик для разных классов с одинаковой обеспеченностью. Это свойство делает возможным использование составленных таблиц значений k_R для расчета проектируемых и эксплуатируемых неразрезных балок при различных классах бетона и арматуры.

На основании проведенных исследований можно сформулировать следующие выводы.

1. Надежность и обеспеченность несущей способности неразрезных железобетонных балок выше чем у разрезных конструкций.

2. Обеспеченность средних пролетов неразрезных балок со всеми шарнирными опорами оказывается выше обеспеченности крайних пролетов (при прочих равных условиях). Это объясняется тем, что для разру-

шения среднего пролета необходима реализация трех пластических шарниров, в то время как для разрушения крайнего пролета достаточно реализации только двух шарниров.

3. Наибольшей обеспеченностью несущей способности обладают неразрезные балки армирование сечений которых выполнено так, что относительная высота сжатой зоны бетона оказывается равной $\varphi = 0,65 \pm 0,8$. В этом случае наблюдается разрушение сечений при одновременном достижении предельного состояния в бетоне и арматуре. При соблюдении условий армирования при которых $\varphi = 0,65 \pm 0,8$ можно повысить несущую способность неразрезных балок на 7 - 12%.

4. Объединяя выводы 4 и 5, можно прийти к заключению о том, что если увеличение степени статической неопределимости ведет к увеличению количества возможных схем разрушения, то надежность конструкции уменьшается (при прочих равных условиях), если же увеличение степени статической неопределимости связано с увеличением количества пластических шарниров в возможных схемах разрушения, то надежность конструкции возрастает (при прочих равных условиях).

Библиографический список

1. Исайкин А.Я. Оценка надежности неопределимых железобетонных конструкций на основе логико-вероятностных методов и метода предельного равновесия. Дис. канд. техн. наук. — М.: НИИЖБ, 1988. — 144 с.
2. Краковский М.Б. Совершенствование расчета железобетонных конструкций на основе вероятностных подходов//Бетон и железобетон. — 1997. — № 3. — С. 9-11.
3. Райзер В.Д. Расчет и нормирование надежности строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1995. — 352 с.
4. Шпете Г. Надежность несущих строительных конструкций//Пер. с нем. — М.: Стройиздат, 1994. — 288 с.

О некоторых особенностях работы композитов на основе дисперсно армированных бетонов

Поведение волокнистых композиционных материалов (КМ) с пластичными (полимерными) и хрупкими (бетонными) матрицами при силовых воздействиях существенно различается и зависит в значительной мере от структуры дисперсного армирования, объемного содержания волокон, их удельной поверхности, соотношения между прочностными и упругими (деформационными) характеристиками совмещаемых компонентов (матрицы и волокон). При этом различают композиции с достаточно высоким содержанием волокон — выше 10 % (а в пластичных полимерных матрицах, доходящим до 70 % и более) и слабоармированные композиции (главным образом на основе бетонных матриц) с содержанием волокон меньше 10 % по объему.

В композитах на основе бетонных матриц объемное содержание волокон, например, стальных фибр при свободно ориентированном армировании, как правило, не превышает 2 %, а стеклянных, базальтовых не более 3-5 % (за редким исключением несколько выше), при ориентированном непрерывном армировании не выше 10-15 %.

Такой диапазон изменения параметров дисперсного армирования оказывает существенное влияние на работу композиционных материалов как в упругой стадии, так и в стадии работы с трещинами. В частности, в слабоармированных композициях величина воспринимаемой нагрузки в упругой стадии отвечает правилу аддитивности (при условии обеспечения анкеровки волокон в матрице), при этом дисперсное армирование в этой стадии играет примерно ту же роль, что и традиционное армирование. Тем не менее, даже в слабоармированных композитах работа, которую необходимо затратить на их полное разрушение, возрастает, дисперсное армирование в этом случае оказывает существенное влияние на характер образования и распределения трещин в матрице, уменьшает ширину их раскрытия и изменяет дальнейшее поведение материала под нагрузкой.

При повышении объемного содержания волокон в бетонной матрице характер работы композита может претерпеть изменения и в упругой стадии [1], за счет прежде всего более однородного деформирования подобной матрицы в промежутках между волокнами, а также в результате увеличения доли упрочняемого бетона в контактной зоне (на границе бетона с волокнами) согласно[2]. Это, в свою очередь, может привести к повышению уровня нагрузки, соответствующей моменту образования трещин в матрице, к увеличению самой стадии упругой работы КМ.

Рассмотрим особенности работы КМ с бетонной матрицей при осевом растяжении с учетом оценки влияния дисперсного армирования на характер образования и раскрытия трещин в матрице. Представляет также интерес выявление пределов эффективности работы армирующих волокон в бетоне в зависимости от параметров структуры

дисперсного армирования. В данном случае следует учитывать, что в отличие от КМ с пластичными полимерными матрицами (их разрушение начинается с разрыва волокон), в композитах на основе бетона разрушение начинается с момента возникновения необратимых процессов (образования и раскрытия трещин) в матрице с последующим разрывом волокон, сопровождающимся выдергиванием определенной их части из матрицы.

Согласно[3] ширина раскрытия трещин в центрально растянутых элементах прямоугольного сечения с традиционным стержневым армированием определяется по формуле

$$a_{crc} = \Psi \frac{\sigma_s}{E_s} l_{crc}, \quad (1)$$

где σ_s и E_s — напряжение при растяжении и модуль упругости арматуры, соответственно; l_{crc} — расстояние между трещинами в растянутом бетоне при его непрерывном и направленном армировании; Ψ — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами.

Определим расстояние между трещинами по методике В.И. Мурашова [3] для центрально растянутого элемента. В сечении с появившейся трещиной при действии силы $N = N_{crc}$ напряжение $\sigma_{s.crc} = R_{st} F_{st} / F_s = R_{st} / \mu_s$ (все усилие с бетона $N_{crc} = R_{st} F_{st}$ переходит на арматуру, где F_s — площадь сечения всех стержней арматуры; F_{st} — площадь сечения бетона, R_{st} — сопротивление бетона осевому растяжению — $R_{st.ser}$). В соседнем сечении элемента с будущей трещиной (перед ее образованием) напряжение в арматуре равно $\varepsilon_{st.u} E_s$, где $\varepsilon_{st.u}$ — предельная деформация растянутого бетона: $\varepsilon_{st.u} = 2 R_{st} / E_s$.

Усилие, которое стремится выдернуть стержень диаметром d_s и площадью сечения f_s из бетона, равное $(\sigma_{s.crc} - 2 R_{st} E_s / E_s) f_s$, уравновешивается касательными напряжениями τ , возникающими в контактной зоне на поверхности стержня, т.е.: $(\sigma_{s.crc} - 2 R_{st} n) f_s = \tau \pi d_s l_{crc}$ или $(\sigma_{s.crc} - 2 R_{st} n) d_s / 4 = \tau l_{crc}$ отсюда

$$l_{crc} = \frac{(R_{st} / \mu - 2 R_{st} n) d_s / 4}{\tau} = \frac{R_{st} (1/\mu - 2n) d_s / 4}{\tau}. \quad (2)$$

Оценим выражение $(1/\mu - 2n)$ при $n = E_s / E_g = 7$. Принимая μ в пределах от 0,01 до 0,03 получим с некоторым приближением выражение $(1/\mu - 2n) = K/\mu$, где $K \approx 0,7$. Таким образом получаем:

$$l_{crc} = 0,7 \frac{R_{st}}{\tau} \times \frac{d_s}{4\mu}. \quad (3)$$

Принимая $R_{gt} = 0,1R_g$ и $\tau = R_g/8 = 0,125 R_g$ получим

$$l_{crc} = 0,15 d_s / \mu, \quad (4)$$

Как видно, расстояние l_{crc} между трещинами является функцией d_s / μ — выражения обратного величине удельной поверхности арматуры (чем больше μ / d_s , тем меньше l_{crc}), при этом можно принять:

$$l_{crc} = \varphi d_s / \mu, \quad (5)$$

где φ — некоторое постоянное число. Учитывая (5) в (1), получим:

$$a_{crc} = \frac{\sigma_s}{E_s} \times \varphi \frac{d_s}{\mu}. \quad (6)$$

Определим расстояние между трещинами для ситуации с дискретным дисперсным армированием бетона короткими отрезками волокон — фибрами со свободной их ориентацией в объеме бетона. При этом в формулах вместо индексов “s” (стержни арматуры) используем индексы “f” (фибры).

Вначале рассмотрим случай, когда непрерывное волокно разрезано на короткие отрезки (фибры), размещаемые цепочкой без зазоров параллельно действию силы (рис. 1а). Передача усилий от фибры к фибре обеспечивается с помощью нахлестки (за счет фибр соседнего ряда). В данном случае для одиночной i -той фибры (рис. 1б) приближенно принимаем:

$$\begin{aligned} \tau_1 \pi d_f l_{f1} &= \sigma_{f1} \pi d_f^2 / 4, & \text{I участок} \\ \tau_2 \pi d_f l_{f2} &= (\sigma_{f1} - \sigma_{f2}) \pi d_f^2 / 4, & \text{II участок} \\ \tau_3 \pi d_f l_{f2} &= \sigma_{f2} \pi d_f^2 / 4, & \text{III участок} \end{aligned}$$

На I и III участках на фибру передаются усилия $\sigma_{f1} f$ и $\sigma_{f2} f$, соответственно, где f — площадь сечения фибры. На II участке воспринимается разность напряжений σ_{f1} и σ_{f2} , связанная с работой бетона между трещинами. В работе по восприятию разности напряжений $\sigma_{f.crc}$ и $2R_{gt}n$ активно участвует только участок фибры длиной $l_{f.crc}$ (рис. 1б). Участки l_{f1} и l_{f2} “подготавливают” фибру к работе (анкерят ее в бетоне).

Если “рабочее” расстояние между трещинами $l_{crc}^I = \kappa l_f^I$, а длина одной фибры $l_f = l_f^I + 2(l_{f1} + l_{f2})/2 = l_f^I + 2l_{an}^m$ и $l_f^I = l_f - 2l_{an}^m = l_f (1 - 2l_{an}^m / l_f)$, то

$$l_{crc}^I = \kappa l_f (1 - 2l_{an}^m / l_f) = l_{crc} (1 - 2l_{an}^m / l_f), \quad (7)$$

где κl_f^I — длина, на которой передается разность напряжений $\sigma_{f.crc} - 2R_{gt}n$, т.е. длина фибры без учета зон ее анкеровки; l_{crc} — полное расстояние между трещинами, включающее зоны анкеровки (условно считаем, что фибры одного ряда расположены без зазоров между их концами).

Для одного ряда фибр (вопросы передачи усилия от фибры к фибре с помощью нахлестки здесь не рассматриваем, учитывая, что при многорядном расположении фибр условие нахлестки обеспечивается) можно записать:

$$(\sigma_{f.crc} - 2R_{gt}n) \pi d_f^2 / 4 = \tau^I \pi d_f l_{f.crc} (1 - 2l_{an}^m / l_f), \quad (8)$$

соответственно:

$$l_{f.crc} = \frac{(\sigma_{f.crc} - 2R_{gt}n) d_f}{4\tau(1 - 2l_{an}^m / l_f)} = l_{crc}^0 / (1 - 2l_{an}^m / l_f), \quad (9)$$

где l_{crc}^0 — расстояние между трещинами при непрерывном направленном армировании.

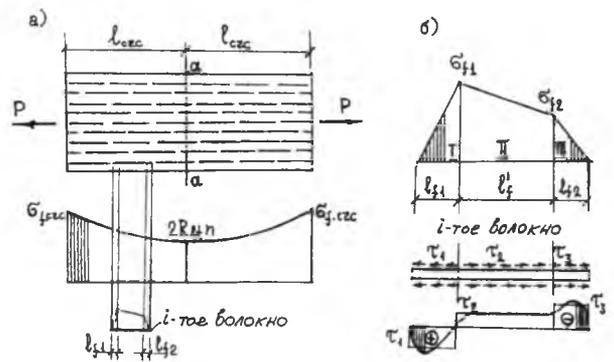


Рис. 1. К определению расстояния между трещинами в дисперсно армированном бетонном элементе

а — фрагмент элемента; б — эпюры нормальных и касательных напряжений для одиночного i -того волокна (фибры)

Таким образом, если непрерывное волокно разрезано на короткие отрезки волокон, которые размещаются параллельно действию силы цепочкой без зазоров (рис. 1а), при этом передача усилий от фибры к фибре обеспечена с помощью нахлестки (за счет волокон соседнего ряда), то расстояние между трещинами l_{crc} в бетоне увеличится по сравнению с расстоянием l_{crc}^0 при непрерывном армировании в $1/(1 - 2l_{an}^m / l_f)$ раза.

Усредненную длину анкеровки l_{an}^m найдем следующим образом. Усредненное напряжение в фибрах на участках l_f^I в пределах расстояния между трещинами можно принять равным $\sigma_f^m = (\sigma_{f.crc} + 2R_{gt}n) / 2$.

Тогда $\tau \pi d_f l_{an}^m = \sigma_f^m \pi d_f^2 / 4$ или $l_{an}^m = \sigma_f^m d_f / 4\tau$.

В сечении с трещиной сразу же после ее образования

$$\begin{aligned} \sigma_{f.crc} F_f &= R_{gt} F_g \text{ или } \sigma_{f.crc} = R_{gt} F_g / F_f = R_{gt} / \mu_f, \\ l_{crc} &= (R_{gt} / \mu_f - 2R_{gt}n) / [4\tau(1 - 2l_{an}^m / l_f)] = \\ &= \varphi d_f / [\mu_f(1 - 2l_{an}^m / l_f)], \end{aligned} \quad (10)$$

Свободную ориентацию фибр при дискретном дисперсном армировании в выражении (10) учтем путем умножения μ_f на коэффициент λ , равный произведению коэффициентов пересечения λ_p и ориентации λ_{or} фибр в бетоне: $\lambda = \lambda_p \lambda_{or}$. При этом будем иметь в виду, что μ_f — коэффициент армирования, соответствующий непрерывным и направленно ориентированным волокнам.

Отсюда: $l_{crc} = \varphi d_f / [\mu_f \lambda (1 - 2l_{an}^m / l_f)]$. (11)

С учетом (11) формула для вычисления ширины раскрытия трещин в центрально растянутом элементе с дисперсным армированием фибрами со свободной их ориентацией в объеме бетона приобретает следующий вид:

$$\alpha_{crc} = \frac{\varphi \sigma_f d_f}{E_f \mu_f \lambda (1 - 2l_{an}^m / l_f)}. \quad (12)$$

Проанализируем зависимость σ_f от допускаемой величины раскрытия трещин в конструкции и параметров дисперсного армирования по аналогии с подходом [4], принятым для непрерывного и направленного армирования бетона.

Будем считать, что в конструкции допускают раскрытие трещин до величины $[\alpha_{crc}]$. Тогда из (12) получаем сле-

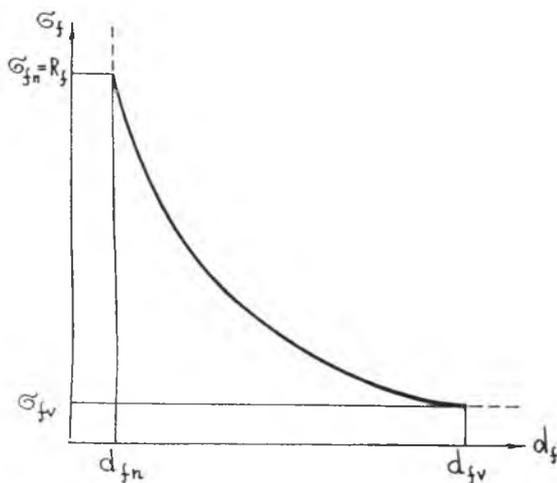


Рис. 2. График зависимости σ_f-d_f

дующее выражение для напряжения σ_f соответствующего моменту, когда трещина достигнет величины $[\alpha_{crc}]$:

$$\sigma_f = \frac{[\alpha_{crc}] E_f \mu_f \lambda (1 - 2\ell_{cm} / \ell_f)}{\varphi d_f} \quad (13)$$

На рис. 2 приведен график зависимости σ_f от d_f , соответствующий уравнению (13), при заданных значениях коэффициента армирования. Как видно, чем меньше диаметр фибр, тем больше при прочих равных условиях можно допустить напряжение в них, не опасаясь, что раскрытие трещин в конструкции станет больше $[\alpha_{crc}]$. Вместе с тем, понятно, что безгранично увеличивать допустимое напряжение σ_f уменьшая диаметр фибр, нельзя, так как при некоторой его величине, которую будем считать нижней границей и обозначим d_{fn} , напряжение в волокнах σ_f достигнет предела прочности на разрыв. Величину d_{fn} можно найти из уравнения (13), разрешенного относительно d_f , после подстановки вместо σ_f величины R_f — предела прочности волокон (фибр) на разрыв.

Из уравнения (13) следует, что при достаточно большой величине диаметра волокон — d_{fv} (верхняя граница) воспринимаемое напряжение окажется меньше предела прочности бетона. Этот, вообще говоря, парадоксальный результат дает основание предположить, что при $d_f = d_{fv}$ только что образовавшаяся трещина сразу же будет иметь раскрытие больше допустимого, а уравнение (13) под данным углом зрения имеет смысл (при $\sigma_f = R_{at.ser} / \mu_f$) лишь в предположении, что трещина имела еще до загрузки. В качественном отношении эти результаты согласуются с данными, полученными при постановке аналитической задачи [4], решенной для непрерывного и направленного армирования путем его моделирования бетонными штампами, соединяющими два бетонных полупространства, нагруженных напряжением σ .

Величину d_{fv} можно рассчитать путем выражения напряжений в волокнах (фибрах) через $\sigma_{fv} \mu_f = R_{at.ser}$, соответственно $\sigma_{fv} = R_{at.ser} / \mu_f$. Отсюда получим:

$$d_{fv} = \frac{[\alpha_{crc}] E_f \mu_f^2 \lambda (1 - 2\ell_{cm} / \ell_f)}{\varphi R_{at.ser}} \quad (14)$$

На рис. 2 отмечена величина d_{fv} и соответствующее ей напряжение в волокнах (фибрах) $\sigma_{fv} = R_{at.ser} / \mu_f$.

Вполне очевидно, что применение волокон (фибр) с диаметром меньше d_{fn} и больше d_{fv} не целесообразно. Армирующие элементы используются тем эффективнее, чем ближе их диаметр к нижнему граничному пределу. Понятно также, что даже при весьма высоких напряжениях в волокнах можно удержать раскрытие трещин в пределах допустимого. Отсюда следует важный вывод, что при дисперсном армировании бетона возможно достижение эффекта, эквивалентного получаемому в предварительно напряженных конструкциях при существенно более низком уровне трудозатрат, затрачиваемых для достижения такой цели.

Эффективность дисперсного армирования обуславливается не только величиной диаметров используемых волокон, но и условиями взаимодействия армирующих компонентов с бетоном и структурой армирования.

Вначале рассмотрим взаимодействие бетона с одним растянутым арматурным стержнем (рис. 3а). Пусть r_o — радиус арматурного стержня, x — радиус бетонного цилиндра, ось которого совпадает с осью стержня. Пусть на поверхности арматурного стержня действуют касательные напряжения τ_o , а на поверхности бетонного цилиндра $\tau(x)$. Приращение усилия сцепления на длине Δl равно:

$$\Delta \tau = \tau_o 2\pi r_o \Delta l = \tau(x) 2\pi x \Delta l \quad (15)$$

Отсюда: $\tau_o / \tau(x) = x / r_o$; $\tau(x) = \tau_o r_o / x$ (16)
Деформация сдвига бетона $\gamma = \Delta W / \Delta x$. Обозначения ΔW и Δx см. рис. 3б.

При этом $\gamma(x) = \tau(x) / G = \tau_o r_o / Gx$, (17)
где G — модуль сдвига. Исходя из принятого выше, получаем: $dW/dx = \tau_o r_o / Gx$ и

$$dW = \frac{\tau_o r_o}{G} \times \frac{dx}{x} \quad (18)$$

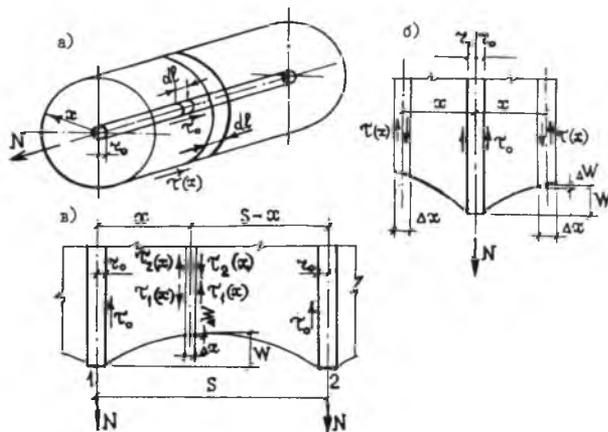


Рис. 3. К определению характера взаимодействия между армирующими элементами и бетоном

а — фрагмент цилиндрического бетонного элемента с одним арматурным стержнем; б — сечение элемента с одним арматурным стержнем; в — то же, с двумя стержнями

Соответственно

$$W = \int_{r_0}^x \frac{\tau_0 r_0}{G} \frac{dx}{x} = \left| \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln x \right|_{r_0}^x = \frac{\tau_0 r_0}{G} (\ln x - \ln r_0) = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \frac{x}{r_0}$$

Таким образом, искривление поверхности (депланация) бетона в его сечении для одиночного стержня равно

$$W = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \frac{x}{r_0}. \quad (19)$$

Эта зависимость в несколько иной записи приведена в книге А. Келли [5]:

$$W = \frac{\tau(r_0)r_0}{G_m} \ln \frac{R}{r_0} \quad (20)$$

где принято, что $2R$ — среднее расстояние между осями волокон. Вместе с тем, как будет показано ниже, формулы (19) и (20) точны только для случая одиночного стержня (фибры), при $R = x$. Для случая двух армирующих элементов (фибр), расстояние между которыми $S = 2R$, нами получена другая зависимость.

Рассмотрим депланацию бетона, расположенного между двумя арматурными стержнями (рис.3в). На расстоянии x от первого стержня на поверхности бетона возникают касательные напряжения $\tau_1(x) = \tau_0 r_0 / x$.

На расстоянии $(S-x)$ от второго стержня касательные напряжения в бетоне равны $\tau_2(x) = \tau_0 r_0 / (S-x)$. Индекс "1" или "2" показывает, от растяжения какого стержня возникают эти напряжения. Как видно из рис. 3, напряжения $\tau_1(x)$ и $\tau_2(x)$ направлены в разные стороны. Таким образом

$$\begin{aligned} \tau(x) &= \tau_1(x) - \tau_2(x) = \tau_0 \frac{r_0}{x} - \tau_0 \frac{r_0}{S-x}; \\ \gamma(x) &= \frac{\tau(x)}{G} = \frac{\Delta W}{\Delta x} = \frac{\tau_0 r_0}{xG} - \frac{\tau_0 r_0}{(S-x)G}; \end{aligned} \quad (21)$$

$$\Delta W = \tau_0 \frac{r_0}{G} \frac{dx}{x} - \tau_0 \frac{r_0}{G(S-x)} dx; \quad (22)$$

$$W = \int_{r_0}^x \tau_0 \frac{r_0}{G} \frac{dx}{x} - \int_{r_0}^x \tau_0 \frac{r_0}{G(S-x)} dx; \quad (23)$$

$$\begin{aligned} \int_{r_0}^x \tau_0 \frac{r_0}{G} \frac{dx}{x} &= \left| \tau_0 \frac{r_0}{G} \ln x \right|_{r_0}^x = \tau_0 \frac{r_0}{G} \ln \frac{x}{r_0}; \\ \int_{r_0}^x \tau_0 \frac{r_0}{G} \frac{dx}{(S-x)} &= \left| \tau_0 \frac{r_0}{G} \ln(S-x) \right|_{r_0}^x = \\ &= -\frac{\tau_0 r_0}{G} \ln(S-x) + \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln(S-r_0) = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \frac{S-r_0}{S-x}; \end{aligned}$$

$$W = \frac{\tau_0 r_0}{G} (\ln \frac{x}{r_0} - \ln \frac{S-r_0}{S-x}) = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \frac{x(S-x)}{r_0(S-r_0)}.$$

Следовательно, депланация бетона, вызванная работой двух стержней, расположенных на расстоянии S друг от друга, равна:

$$W = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \frac{x(S-x)}{r_0(S-r_0)}. \quad (24)$$

При этом имеется в виду, что оба стержня растянуты с напряжением σ_0 и на их поверхности имеется касательное напряжение τ_0 .

Оценим изменение депланации бетона по формулам (19) и (24):

1. Формула (24) переходит в формулу (19) при $S = \infty$, так как

$$\lim_{S \rightarrow \infty} \frac{S-x}{S-r_0} = 1.$$

Иными словами, формула (19) является частным случаем формулы (24).

2. При $x = r_0$ выражение $\ln \frac{r_0(S-r_0)}{r_0(S-r_0)} = 0$ и $W = 0$.

3. При $x = S-r_0$ выражение

$$\ln \frac{(S-r_0)(S-S+r_0)}{r_0(S-r_0)} = 0 \text{ и } W = 0.$$

Сопоставим величину W , вычисленную по (19) и (24) для следующего случая. Пусть расстояние между двумя стержнями $S = 10d = 20r_0$. Определим величину W по формулам (19) и (24) в середине расстояния между стержнями, т.е. при $x = 10r_0$.

$$W = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \frac{10r_0}{r_0} = 2,3 \frac{\tau_0 r_0}{G} \text{ по формуле (19)}$$

$W = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \frac{10r_0(20r_0-10r_0)}{r_0(20r_0-r_0)} = 1,67 \frac{\tau_0 r_0}{G}$ по формуле (24).

Формула (19) в рассматриваемом случае дает ошибку в $2,3/1,67=1,38$ раза. Важно отметить, что постановка дополнительных стержней (волокон) с уменьшением расстояния между ними уменьшает депланацию бетона, т.е. делает его деформирование более однородным.

Уменьшим расстояние между стержнями (волоконками) в 2 раза, т.е. примем $S = 10r_0$, а $x = 5r_0$, тогда

$$W = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \frac{5r_0(10r_0-5r_0)}{r_0(10r_0-r_0)} = 1,02 \frac{\tau_0 r_0}{G}$$

Искривление (депланация) бетона уменьшилось в $1,67/1,02 = 1,64$ раза.

Таким образом, чем меньше расстояние между стержнями (волоконками), тем однороднее поведение бетона между ними, улучшается работа бетона и армирующих волокон (понятно, что отставание деформаций бетона от деформаций волокон уменьшается при отсутствии продольной трещины между во-

локном и бетоном). Как видно, существует возможность получить композиты на основе дисперсно армированного бетона с более широким диапазоном их работы (по сравнению с неармированным бетоном) в стадии упругих деформаций и без образования видимых трещин (по сравнению с традиционно армированными конструкциями) вплоть до разрушения. При этом появляются предпосылки для оптимального использования высокопрочной арматуры (армирующих волокон) и получения с применением подобной арматуры эффекта эквивалентного создаваемому в преднапряженных конструкциях.

Представленные выше соображения нуждаются, безусловно, в экспериментальной проверке. Вместе с тем, показано, что известные концепции теории трещинообразования могут являться базой для определения эффективных границ и оптимальных параметров дисперсного армиро-

вания бетонов. Поэтому изложенный выше подход к решению рассматриваемой задачи представляет, по мнению автора, не только теоретический, но также практический интерес.

Библиографический список

1. Рабинович Ф.Н., Лемыш Л.Л. Влияние удельной поверхности армирующих волокон на эффективность работы сталефибробетонных конструкций // Бетон и железобетон. — 1997. — № 3. — С.23-26
2. Лобанов И.А. Структура дисперсно армированных бетонов и способы ее технологического регулирования / Автореф. докторской диссертации. Л.: 1980. — 40с.
3. Мурашов В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. М.: Машстройиздат, 1950. — 268с.
4. Носарев А.В. Приближенные методы теории армированных материалов и их приложение к расчету строительных конструкций / Автореф. докторской диссертации, М.: 1973. — 31с.
5. Келли А. Высокопрочные материалы. М.: Мир, 1976. — 261с.

В.В.ПАВЛИНОВ, инж. (МГСУ)

Условия стабилизации остаточных деформаций бетона при малоцикловых нагружениях

В течение времени эксплуатации многие железобетонные конструкции зданий и сооружений подвергаются действию многократно повторных нагрузок (снеговой, волновой, технологической в зданиях, силосах, бункерах, резервуарах и т.п.). Сегодня, в период бурной реконструкции сооружений, когда возникают вопросы оценки действительной несущей способности конструкций с учетом изменившихся условий эксплуатации, особенно актуальна становится задача определения действительной работы конструкций при воздействии многократно повторных нагружений высокой интенсивности. Воздействие такого рода нагрузок в определенных условиях может вызвать так называемое прогрессирующее разрушение, когда деформации конструкции возрастают при повторном нагружении нагрузкой, меньшей, чем однократно разрушающая.

С целью выявления условий стабилизации приращений остаточных деформаций бетона при многократно повторных нагружениях, а также изучения влияния повторных нагружений на изменение физико-механических свойств бетона, выраженных в трансформации параметров диаграмм деформирования материала, проведены опыты на бетонных призмах. Призмы из тяжелого бетона размером 10×10×40 см со средней призмной прочностью 22 МПа испытывали на сжатие при однократном и многократно повторном нагружении с числом циклов 5-35. Циклическое нагружение заканчивали при фиксировании приращения остаточной деформации в пределах точности измерения или при приращении остаточной деформации, составляющей 1% от накопившейся полной остаточной деформации. Уровни повторных нагружений принимали

относительно призмной прочности при однократном нагружении (см.таблицу).

В случае, когда разрушение от повторных нагрузок не происходило, призмы доводились до разрушения однократным нагружением. Время выдержки на каждой ступени составляло 5 минут. Продольные деформации фиксировали на каждой грани призмы индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм на базе 200 мм.

Весь процесс накопления деформаций можно разделить на три этапа (рис.1). На первом этапе, в пределах 3-5 циклов, происходит резкое снижение приращения деформации точки конца нагружения (точка 3) и остаточной деформации (точка 2) (рис.2). На втором этапе, при дальнейших нагружениях, приращения

Группа	Уровень нагружения	Уровень разгрузки
П-1-2/1	0,4	0
П-1-2/2	0,68	0
П-1-2/3	0,86	0
П-1-2/4	0,93	0
П-1-3/1	0,4, однократный выброс нагрузки до 0,6	0
П-1-3/2	0,68, однократный выброс нагрузки до 0,86	0
П-1-4/1	блок нагружений 0,4, далее 0,68, далее 0,86	0
П-1-4/2	блок нагружений 0,68, далее 0,86	0
П-1-5/1	0,68	0,3
П-1-5/2	0,86	0,4

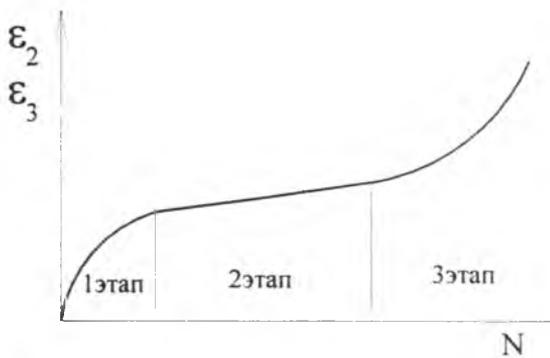


Рис. 1. Схема накопления остаточной деформации ε_2 и деформации точки конца загрузки ε_3 в зависимости от количества циклов N

деформаций ε_2 , ε_3 плавно уменьшаются, и эти деформации в зависимости от номера цикла достаточно точно могут быть описаны линейной зависимостью (рис.1). При определенных условиях наступает третий этап накопления деформаций, который характеризуется резким ростом приращений деформаций при увеличении количества циклов, и в дальнейшем происходит разрушение конструкции.

Полной стабилизации, то есть отсутствия приращений деформаций при последующем циклическом нагружении, не было выявлено даже при малых уровнях нагружения. При уровне 0,4 приращения деформаций точек 2 и 3 носили более неустойчивый характер, чем для более высоких уровней нагружения, однако величина приращений была значительно ниже (рис.3,4,5). По отношению к предыдущей полной остаточной деформации приращения уже на 4-5 циклах были в пределах 1% (рис.3). Образцы, нагружаемые более высокими

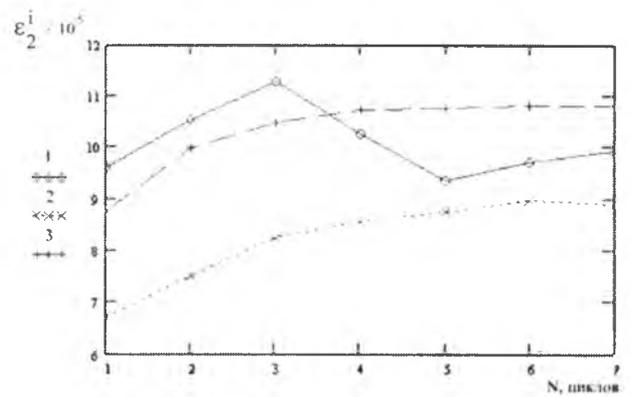


Рис.3 График накопления остаточной деформации (деформация точки 2_i , см. рис.1) от числа циклов 1,2,3 - образцы группы П-1-2/1

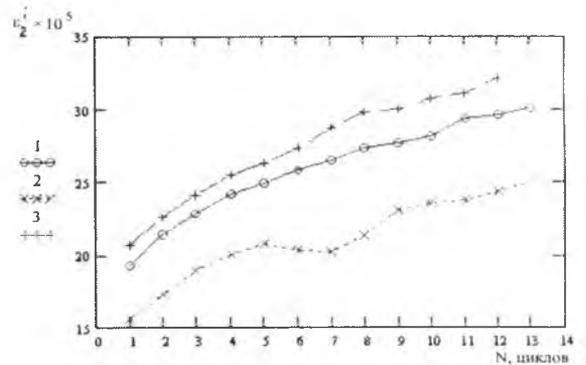


Рис.4 График накопления остаточной деформации (деформация точки 2_i , см. рис.1) от числа циклов 1,2,3 - образцы группы П-1-2/2

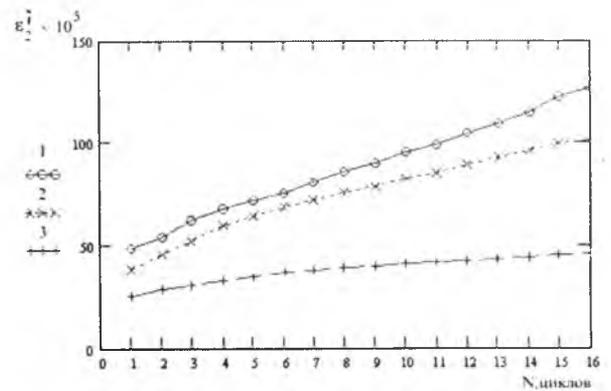


Рис.5 График накопления остаточной деформации (деформация точки 2_i , см. рис.1) от числа циклов 1,2,3 - образцы группы П-1-2/3

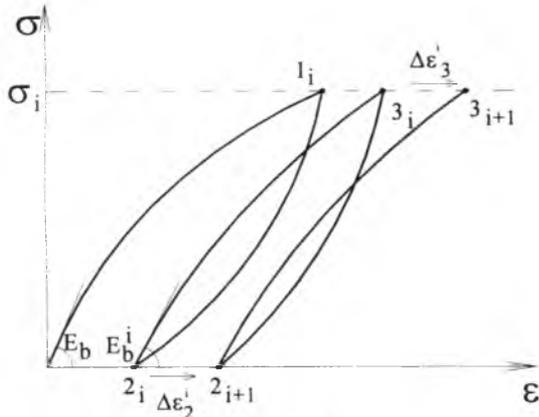


Рис. 2. Модель циклического деформирования бетона i – номер цикла; 1-точка конца 1-й загрузки; 2-точка конца полной разгрузки, деформация точки 2 (ε_2)-остаточная деформация; 3-точка конца загрузки; $\Delta \varepsilon_2^i$ -приращение остаточной деформации i -го цикла; $\Delta \varepsilon_3^i$ -приращение деформации точки конца загрузки i -го цикла.

уровнями нагрузки (рис. 4, 5), показали аналогичный характер накопления деформации, однако при уровне 0,68 приращения остаточной деформации становились ниже 1% при числе циклов $N = 12..13$, а при уровне 0,86 при $N = 16$. Абсолютные же значения остаточных деформаций при различных уровнях нагружения существенно различались.

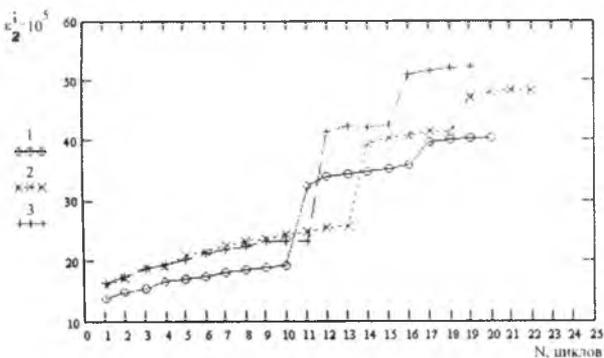


Рис.6 График накопления остаточной деформации (деформация точки 2_i , см. рис.1) от числа циклов 1,2,3 - образцы группы П-1-3/2

Для изучения влияния выбросов нагрузки на процесс стабилизации остаточной деформации бетона были проведены испытания образцов (группы П-1-3/1, П-1-3/2), которые после выравнивания приращений остаточной деформации однократно нагружались уровнем нагрузки примерно на 0,2 выше прикладываемой. Таких выбросов нагрузки было два. Анализ результатов показал, что выбросы нагрузки уменьшают абсолютные приращения деформаций точек 2 и 3 при дальнейшем циклическом нагружении.

Второй выброс нагрузки еще более уменьшал дальнейшее приращение деформаций и приводил к еще более быстрой стабилизации деформаций (рис.6).

Было также изучено влияние блочных нагружений постоянного уровня на последующие блочные нагружения (группы П-1-4/1, П-1-4/2). Предшествующие блоки нагружения приводили к более быстрому снижению приращений деформаций циклов (рис.5). Для исследования влияния уровня разгрузки на стабилизацию приращений деформаций были испытаны образцы групп П-1-5/1 и П-1-5/2. Анализ показал, что при росте уровня разгрузки приращения деформаций также уменьшаются быстрее, чем при полной разгрузке.

В ряде работ [1,2,4,5] приведены результаты исследований явления накопления и стабилизации остаточных деформаций, однако большинство

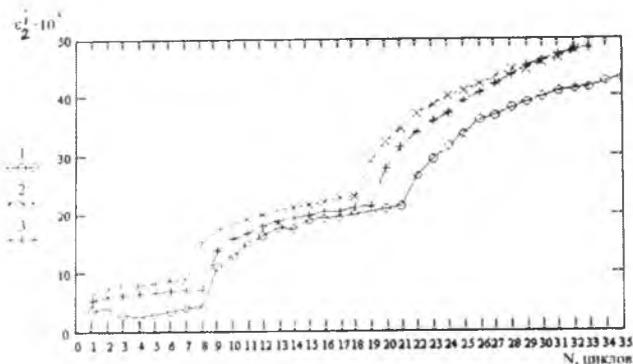


Рис.7 График накопления остаточной деформации (деформация точки 2_i , см. рис.1) от числа циклов 1,2,3 - образцы группы П-1-4/1

исследований ограничивались изучением качественной картины. В работе [1] накопление деформаций исследуется в зависимости от количества циклов N и уровня нагружения η , при этом в качестве критерия роста приращений остаточных деформаций, то есть наступления третьего этапа деформирования конструкции, использовалось предельное количество циклов N_{cr} , данные для определения которого отсутствуют. В качестве критерия разрушения конструкции использовалось отношение $N/N_{cr}=1$. Необходимо отметить, что величина N_{cr} существенно

зависит от типа бетона, уровня нагружения и истории нагружения, поэтому для использования данной величины необходимы дальнейшие исследования. Как показали испытания, исходить из процентного отношения прироста остаточной деформации нельзя, так как абсолютные значения приращения при различных режимах нагружения существенно различаются. В работе [5] предлагается критерий приспособляемости, то есть по сути критерий стабилизации остаточной деформации, по деформациям бетона. Для бетонных призм критерий в новой интерпретации и обозначениях может быть записан в виде

$$\varepsilon_3^i \leq 0.75 \varepsilon_{BR}, \quad (1)$$

или в виде $\theta_3^i \leq 0.75, \quad (2)$

где $\theta_3^i = \varepsilon_3^i / \varepsilon_{BR}$; ε_3^i – деформация точки 3 i -го цикла; ε_{BR} – предельная деформация сжатия бетона, определенная по образцам, испытанным на однократное нагружение до разрушения.

При анализе полученных из опытов данных была выявлена корреляция между относительной деформацией θ_3^i и величиной приращения относительной остаточной деформации $\Delta \varepsilon_2^i$ соответствующего цикла (рис.2).

Стабилизация зависит не только от истории нагружения, но и от полной относительной деформации θ_3^i , которая накопилась в результате предыдущих нагружений. В случае, если выбросы нагрузки или блочные нагружения привели к величине деформации

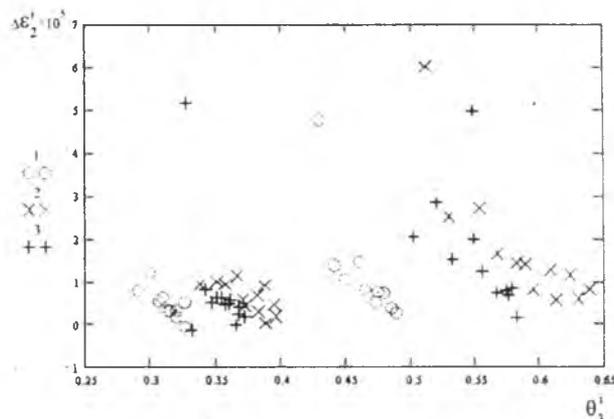


Рис.8 График приращения остаточной деформации (деформация точки 2_i , см. рис.2) от величины деформации точки 3_i (см. рис.2) 1,2,3 - образцы группы П-1-4/2

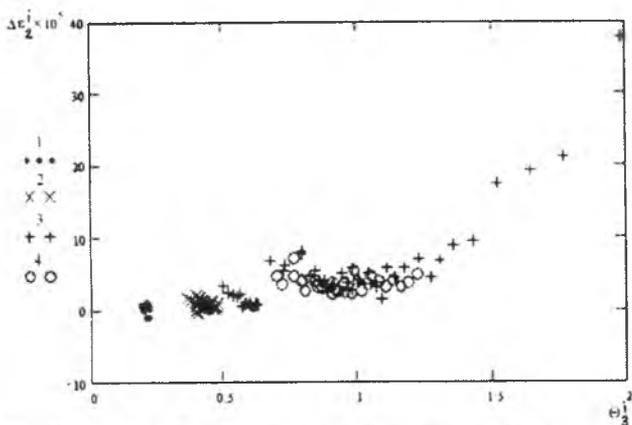


Рис.9 График приращения остаточной деформации (деформация точки 2, см. рис.2) от величины деформации точки 3; (см. рис.2)

1 - образцы группы П-1-2/1; 2 - образцы группы П-1-2/2; 3 - образцы группы П-1-2/3; 4 - образцы группы П-1-2/4

$\theta_3^i \leq 0.75$, то предшествующие циклы нагрузки ведут к более быстрой стабилизации (рис.8). В случае, если предыстория нагружения привела к величине деформации $\theta_3^i > 0.75$, то процесс затухания становится более медленным и требует большего количества циклов. При $\theta_3^i \geq 1$ происходит рост приращений остаточных деформаций, который приводит к разрушению (рис.9). Это свидетельствует об увеличении предельной деформации бетона при сжатии в результате воздействия на него циклических нагружений [3]. Увеличение предельной деформативности бетона после воздействия на него циклических нагрузок происходит в результате изменения структуры материала, уплотнения и включения в работу большего объема бетона.

В данном исследовании были получены результаты влияния многократно повторных статических нагрузок на изменение предельной деформативности ϵ_{bR} , и найдена корреляция ϵ_{bR} от

количества циклов N и деформации $\theta_3^{i=1}$ при первом нагружении.

Также были получены данные по величине остаточной относительной деформации $\theta_2 = \epsilon_2 / \epsilon_{bR}$ при первой разгрузке. Используя методы обобщенного регрессионного анализа, вычислены значения модуля упругости в начале первой разгрузки E_{b1} , исследован процесс снижения начального модуля упругости бетона E_b при циклических нагружениях, и скорректированы существующие зависимости для выше указанных величин. Для модуля упругости в начале нагружения найдена зависимость относительно остаточной деформации

$$E'_b = k(\theta_2^i) \cdot E_b \quad (3)$$

Проведенные испытания подтвердили справедливость критерия стабилизации остаточной деформации бетона по деформации (2), примененного для любых режимов нагружения. Изучен процесс стабилизации остаточной деформации в зависимости от деформации точки конца загрузки. Анализ данных позволяет создать модель процесса стабилизации деформаций бетона и разработать методику определения предельного числа циклов нагружения в зависимости от наработки по деформации.

Библиографический список

1. Lubin Gao и Cheng-Tzu Thomas Hsu Fatigue of concrete under uniaxial compression cyclic loading. //ACI material journal - september-october, - 1998. - pp.575-581
2. Бабич Е.М., Погореляк А.П., Залесов А.С. Работа элементов на поперечную силу при многократно повторных нагружениях. //Бетон и железобетон.- 1981 №6.- с.8-9
3. Макаренко Л.П. Изменение физико-механических свойств бетонов при сжатии и растяжении при повторных нагружениях // Бетон и железобетон - 1989 №2 - с.38-40
4. Расторгуев Б.С., Яковлев С.К. Совершенствование метода расчета рамных каркасов при малоцикловых нагружениях. //Исследования каркасных конструкций многоэтажных производственных зданий. М.: ЦНИИпромзданий. 1985. С. 117-126
5. Расторгуев Б.С., Цепелев С.В. Перераспределение усилий в железобетонных конструкциях при малоцикловых воздействиях. // Бетон и железобетон - 1989 №10 - с.16-18

Уважаемые читатели!

Заканчивается подписка на периодику на I полугодие 2000 г.

Сведения об условиях подписки на "Бетон и железобетон" Вы найдете в Объединенном каталоге почта России, том 1 Российские и зарубежные газеты и журналы (первое полугодие), подписка — 2000, стр.88 (этот каталог имеет обложку зеленого цвета).

Подписка осуществляется во всех отделениях связи РФ.

Подписной индекс "Б и ЖБ" 70050.

В.М.БОНДАРЕНКО, д-р техн.наук, проф., акад. РААСН, В.Г.НАЗАРЕНКО, д-р техн.наук, проф., О.Б.ЧУПИЧЕВ, инж. (Московский институт коммунального хозяйства и строительства)

О влиянии коррозионных повреждений на силовое сопротивление железобетонных конструкций

В настоящее время оценка коррозионных повреждений бетона рассчитывается с помощью эмпирических зависимостей; в ряду других одним из альтернативных предложений является запись [1] для глубины повреждения

$$\delta = \delta_0(1 - e^{-\alpha t})$$

где α и δ_0 - некоторые эмпирические характеристики скорости и предельной глубины повреждения; t - время воздействия агрессора, полученная с помощью гипотезы о пропорциональности скорости продвижения коррозионных повреждений и дефицита глубины нейтрализации агрессивного воздействия. Заметим, что все известные эмпирические предложения о коррозионных повреждениях бетонов не учитывают влияния величин и видов напряженно-деформированного состояния элементов, а также возможных режимных изменений во времени интенсивности коррозионных воздействий, температур и гигрометрии среды. Между тем известно, что уровень и вид напряженно-деформированного состояния влияют на проницаемость бетона, что, в свою очередь, меняет его коррозионное повреждение; так В.П.Селяев и Л.М.Окшина экспериментально выявили, как напряжения сжатия уменьшают коррозионную повреждаемость портландцементного камня [2]. Простейшее аналитическое обобщение этих экспериментов привели к следующей количественной зависимости между уровнем напряжения и сжатия и характеристиками коррозионного повреждения [2].

$$\delta_0 = \sum_{i=0}^n a_i \left(\frac{\sigma_i}{R}\right)^i, \alpha = \alpha_{0*} \left(\frac{\delta_0}{\delta_{0*}}\right),$$

где $n=2$, $\alpha_{0*} = \delta_{0*}$,
 $a_1 = (\delta_{0,\min} - \delta_{0,n}) / (\sigma_1 / R) - a_2 (\sigma_1 / R)$,

$$a_2 = (R^2 / (\sigma_1 \sigma_T - \sigma_T^2)) ((\sigma_1 / R) (\delta_{0,\min} - \delta_{0,n}) / (\sigma_1 / R) - \delta_{0,T} + \delta_{0*})$$

α_{0*} - параметр скорости повреждения при нулевом напряженном состоянии,

δ_{0*} - предельная глубина повреждения, (глубокая нейтрализация) при нулевом напряженном состоянии, $\delta_{0,\min}$ - наименьшая предельная глубина повреждения, наблюдаемая при сжатии (ождается при $\sigma = \sigma_{TP}$, т.е. у границы линейного деформирования, примерно $\sigma / R = 0.5$), $\delta_{0,T}$ - предельная глубина повреждения, соответствующая напряженному состоянию на границе трещинообразования; σ, R - текущие напряжения сжатия и призмная прочность на сжатие.

Наибольшие повреждения материала наблюдаются в фибровых слоях, непосредственно соприкасающихся с агрессивной средой; зона полного разрушения занимает некоторую часть сечения Z^* , а затем постепенно происходит включение сечения элемента в силовое сопротивление и на глубине δ указанное сопротивление восстанавливается.

$$Z^* = m_1 \delta$$

где Z^* - зона полного разрушения, m_1 - коэффициент, зависящий от влажности среды ($0 \leq m_1 \leq 1$)

Слой $(\delta - Z^*)$ участвует в силовом сопротивлении сечений, при этом принято

$$R = kR_0, E = kE_0,$$

где $k = a_1 + b_1 Z$.

Когда $k=0$ при $Z=x-Z^*$ и $k=1$ при $Z=x-\delta$

$$\alpha_1 = \frac{x-Z^*}{\delta-Z^*} \text{ и } b_1 = \frac{-1}{\delta-Z^*},$$

причем R_0 ; E_0 -исходные прочности и модуль деформации неповрежденного бетона, x - высота сжатой зоны поперечного сечения элемента (вся высота сечения для полностью сжатого элемента).

С учетом сказанного удобно введение соотношений

$$Z^* = \alpha_1 x \text{ и } \delta = \beta_1 x \quad (1).$$

Далее, традиционно из условия равновесия сечений

$$\sum Y = 0 \text{ и } \sum M = 0$$

находится высота сжатой зоны X поврежденного сечения изгибаемого элемента

$$x = \omega_s x_0 + \frac{\delta + Z^*}{2}, \quad (2)$$

где $\omega = \frac{A_s}{A_{s0}}$ - коэффициент учета коррозионного повреждения рабочей растянутой арматуры (здесь A_{s0} - исходная площадь поперечного сечения арматуры, A_s - тоже после коррозионного повреждения), x_0 - исходная высота сжатой зоны.

Величина разрушающего момента для повреждения железобетонного элемента прямоугольного сечения

$$M_{np} = b \left\{ \frac{1}{2} (\delta - Z^*) \left\{ h_0 - \left[Z^* + \frac{2}{3} (\delta - Z^*) \right] \right\} + (x - \delta) \left\{ h_0 - \left[\delta + \frac{1}{2} (x - \delta) \right] \right\} \right\} R$$

где b - ширина сечения.

С учетом физической нелинейности механического состояния и ползучести материалов [4]

$$\varepsilon = \frac{\delta f^* [1 + \varphi(t, t_0)]}{E_0 k(Z)},$$

где по [5] $f^* = 1 + \nu^* \left(\frac{\sigma}{R} \right)^m$ - характеристика нелинейности, $\varphi(t, t_0)$ - характеристика ползучести по И.И. Улицкому.

Значение интегрального модуля деформации [3] для сохранившей силовое сопротивление части сжатой зоны сечения

$$E^{ин} = \Phi \frac{E_0}{(1 + \nu^*) [1 + \varphi(t, t_0)]}, \quad (3)$$

где $0 \leq \Phi \leq 1$.

Функционал

$$\Phi = \frac{\left\{ \frac{1}{2} (1 - \beta_1)^2 + \frac{1}{2} \left[\frac{(1 - \alpha_1)}{(\beta_1 - \alpha_1)} \right]^2 [(1 - \alpha_1)^2 - (1 - \beta_1)^2] \right\} - \frac{2}{3} \frac{1 - \alpha_1}{\beta_1 - \alpha_1} [(1 + \alpha_1)^3 - (1 - \beta_1)^3] + \frac{(1 - \alpha_1)^4 - (1 - \beta_1)^4}{4(\beta_1 - \alpha_1)^2}}{\frac{(1 - \alpha_1)^3 - (1 - \beta_1)^3}{3(\beta_1 - \alpha_1)}}}$$

причем Φ удается табулировать [1]

С помощью (1, 2, 3) цилиндрическая жесткость сечения определяется элементарно [3].

Значимость изложенного, в частности, подтверждается следующим иллюстрационным примером.

Цель: иллюстративно в линейной постановке проследить эволюцию изгибающих моментов в статически неопределимых стержневых конструкциях в зависимости от изменения жесткости стержней.

Модель: трехпролетная неразрезная балка (рис.1), нагруженная равномерно распределенной нагрузкой, у которой жесткость B_2 m -ной части среднего пролета, расположенной симметрично середины, изменяется в k раз по отношению к жесткости B_1 остальных частей.

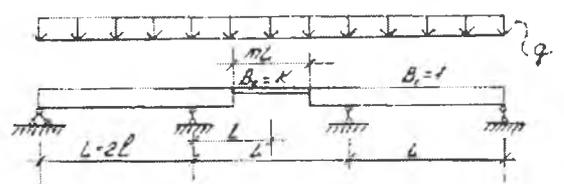


Рис. 1. Расчетная схема балки

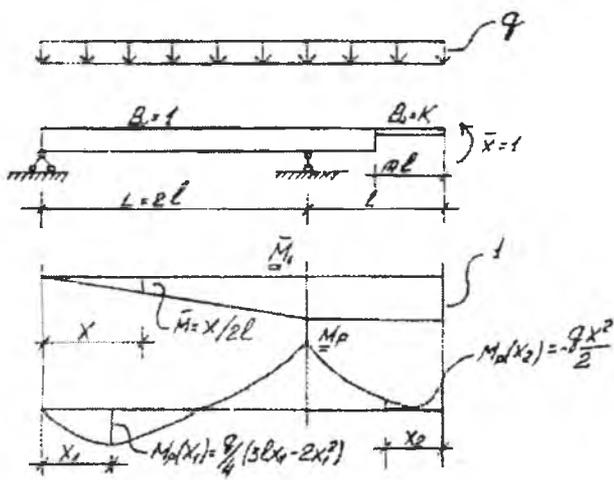


Рис. 2. Основная система метода сил

Поскольку рассматриваемая конструкция и нагрузка на нее симметричны относительно середины второго пролета, количество неизвестных метода сил равно единице. Основная система метода сил принята по рис.2.

Перемещение от единичной силы $X_1=1$

$$\delta_{11} = l \left(\frac{5}{3} + \frac{m(1-k)}{k} \right).$$

Перемещение от ее внешней нагрузки

$$\Delta_{1P} = q / (8l) \int_0^{2l} (3lx^2 - 2x^3) dx - \int_{ml}^l qx^2 / 2 dx - \int_0^{ml} qx^2 / (2k) dx.$$

Опуская промежуточные вычисления, получим

$$\Delta_{1P} = -ql^3 / 6 \left[1 + m^3(1-k)/k \right].$$

Значение изгибающего момента в середине второго пролета

$$M = -\Delta_{1P} / \delta_{11} = qL^2 / 8 * \left[1 + m^3(1-k)/k \right] / \left[5 + 3m(1-k)/k \right]$$

Обозначим балочный момент $M_0 = qL^2 / 8$ и долю пролетного момента в величине балочного момента

$$b = \frac{1 + m^3(1-k)/k}{5 + 3m(1-k)/k}. \text{ Тогда } M = bM_0.$$

В таблице 1 приведены значения доли балочного момента b в зависимости от доли пролета m и жесткости k . На рис.3 приведены графики изменения b для различных значений жесткости k в

Значение b при k , равном										
m	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,1	0,131	0,162	0,176	0,184	0,189	0,192	0,195	0,197	0,199	0,200
0,2	0,103	0,139	0,159	0,172	0,180	0,186	0,191	0,195	0,198	0,200
0,3	0,095	0,129	0,150	0,164	0,174	0,182	0,188	0,193	0,197	0,200
0,4	0,100	0,128	0,147	0,161	0,172	0,180	0,186	0,192	0,196	0,200
0,5	0,115	0,136	0,152	0,164	0,173	0,181	0,187	0,192	0,196	0,200
0,6	0,139	0,153	0,163	0,172	0,179	0,185	0,189	0,193	0,197	0,200
0,7	0,171	0,177	0,182	0,186	0,189	0,192	0,194	0,197	0,198	0,200
0,8	0,211	0,209	0,207	0,206	0,204	0,203	0,202	0,201	0,201	0,200
0,9	0,258	0,248	0,239	0,231	0,225	0,219	0,213	0,208	0,204	0,200
1	0,313	0,294	0,278	0,263	0,250	0,238	0,227	0,217	0,208	0,200

зависимости от изменения доли пролета m с этой жесткостью.

В случае, когда жесткость постоянна ($k=1$), значение совпадает с известными решениями. При малом, но конечном значении m и $k \rightarrow 0$ $b \rightarrow 0$. Так, при $m=10^{-2}$ и $k=10^{-2}$ $b \cong 1/8$, при $k=10^{-3}$ $b \cong 1/35$, при $k=10^{-4}$ $b \cong 1/305$, при $k=10^{-5}$ $b \cong 1/3005$.

Этот факт согласуется с физическим смыслом задачи, т.к. уменьшение жесткости в сечении до нуля при конечной, но малой длине участка с этой жесткостью модулирует образование шарнира, момент в котором всегда равен нулю при отсутствии в нем внешней моментной нагрузки.

В случае, когда длина участка с пониженной жесткостью стремится к нулю ($m \rightarrow 0$), $b \rightarrow 0$, что также согласуется с физическим смыслом, т.к. изменение жесткости на малой длине так же мало влияет на распределение усилий.

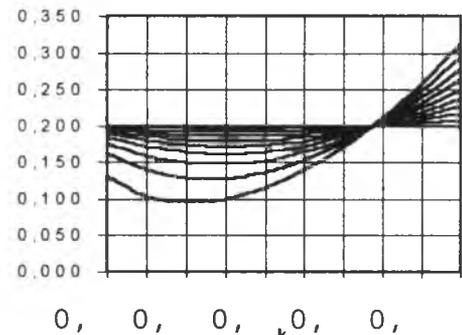


Рис. 3. Зависимость b от m и k

Вариантные результаты показаны на рис.3. В заключении отметим, что изложенный способ позволяет рассчитать остаточные после коррозионного повреждения прочность и жесткость сечений железобетонных элементов и численно оценивается влияние изменения расчетных схем статически неопределенных систем.

Библиографический список

1. Бондаренко В.М., Чупичев О.Б. Развитие инженерных методов расчета силового сопротивления железобетон-

ных конструкций, ослабленных коррозионными повреждениями. Вестник РААСН, Строительные науки, Москва, 1998.

2. Селяев В.П., Окшина Л.М. Химическое сопротивление цементных композитов при совместном действии нагрузок и агрессивных сред., изд. Мордовский государственный университет, г.Саранск, 1997. — с.100.

3. Аванесов М.П., Бондаренко В.М., Римшин В.И. Теория силового сопротивления железобетона, изд. БГТУ, г.Барнаул, 1996. — с.170.

4. Бондаренко В.М., Тутберидзе О.Б. Инженерные расчеты ползучести строительных конструкций, изд. Ганатлеба, Тбилиси, 1988. — с.558.

5. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций., НИИЖБ Госстроя СССР, Москва, 1985. — с.78.

Вниманию читателей и авторов журнала!

В ряду отечественной периодики строительного профиля видное место занимает научно-технический и производственный журнал "Бетон и железобетон". Это и неудивительно, поскольку материалы, определившие название журнала, являются основными в современном строительстве и в обозримом будущем безусловно сохраняют свое доминирующее положение.

Издаваемый с 1955 г. журнал регулярно знакомит специалистов с результатами научных исследований и разработками в области теории, расчета, проектирования, заводского производства, монтажа и поддержания в надлежащем эксплуатационном состоянии сборных, монолитных и сборно-монолитных бетонных и железобетонных изделий, конструкций, зданий и сооружений.

На страницах журнала выступают крупные ученые и работники строительного комплекса России и стран СНГ, известные в нашей стране и за рубежом. Среди подписчиков журнала специалисты из многих стран мира. По единодушному мнению, публикации журнала всегда способствовали техническому прогрессу в строительстве, стройиндустрии и промышленности строительных материалов.

Журнал, периодичность выхода которого составляет один раз в два месяца, предлагает свои страницы для публикации рекламы и объявлений, рекламных статей и материалов (цена договорная).

Авторам статей напоминаем, что объем присылаемых в редакцию рукописей не должен превышать 8 стандартных машинописных страниц, напечатанных через 2 интервала. Рисунки (3–4 графика, схемы) следует разборчиво вычерчивать черной тушью или шариком на белой бумаге, не перегружая их второстепенным графическим и текстовым материалом. Статьи, наполненные формульным текстом, просим представлять в двух экземплярах, набранных на компьютере, с выводом на лазерном принтере на формат журнала (18x25 см); набор может быть двух- (если формулы громоздкие) или трехколонным (см. журнал). Начинающим авторам до подготовки рукописи рекомендуем просмотреть журнал и ознакомиться с манерой и принципами оформления текстового и графического печатного материала. При отправке рукописи сообщайте свои адреса и телефоны, паспортные данные и номер страхового пенсионного свидетельства.

Подписку на журнал "Бетон и железобетон" (**подписной индекс 70050**) можно оформить во всех отделениях связи РФ. Сведения об условиях подписки содержатся в Объединенном каталоге "Российские и зарубежные газеты и журналы".

**Присылать статьи и вести переписку с редакцией можно по адресу:
103031, Москва, ул.Рождественка, д.11, корп.2, издательство "Ладья",
для редакции журнала "Бетон и железобетон".
Тел. для справок: (095) 292-62-05.**

К 100-летию Н.А.Попова

13 декабря 1999 г. исполнилось 100 лет со дня рождения доктора технических наук, заслуженного деятеля науки и техники, профессора **Николая Анатольевича Попова** (1899–1964).

Выпускник Московского института инженеров путей сообщения, в 1922 г. он начал свою трудовую деятельность в АО «Русгерстрой», а затем в тресте «Теплобетон», осуществлявших ряд крупных строек в Москве и Закавказье. Очень скоро молодой инженер увлекся исследованиями в области технологии и проектирования легких бетонов. На основе проведенных работ в период 1929–1939 гг. он выпускает 13 монографий, главнейшей из которых была книга «Производственные факторы легких бетонов» (1933 г.). Эта работа «представляет собой первое в мировой практике изложение теории легкого бетона...», которая должна сыграть такую же роль, какую в свое время сыграла теория Абрамса для обычного бетона — так охарактеризовал эту книгу Б.Г.Скрамтаев. Дальнейшее развитие теории и практики этого перспективного материала нашло отражение в одной из последующих монографий Н.А.Попова — «Новые виды легких бетонов. Керамзитобетон. Газобетон» (1939 г.). Коллеги ученого отмечали его исключительную работоспособность и широту научно-технических интересов, но легкие бетоны всегда оставались главным увлечением Николая Анатольевича до последних лет жизни.

С середины тридцатых годов Н.А.Попов параллельно с исследованием легких бетонов занимается проблемами строительных растворов, работая научным руководителем (с 1935 г.) СтройЦНИЛа и заместителем директора по науке ЦНИИПСа. Его деятельность в этом направлении нашла отражение в классической монографии «Смешанные растворы» (1939 г.), за которую ему была присвоена ученая степень доктора технических наук.

Практически с самого начала производственной карьеры Николай Анатольевич наряду с научными изысканиями занимается педагогической деятельностью, используя новейшие результаты своей исследовательской работы. С 1931 г. он преподает курс технологии бетона в Промакадемии, а затем в МХТИ им.Д.И.Менделеева, где в 1933 г. получает звание профессора. С 1934 г. он начинает свою работу в МИСИ на кафедре строительных материалов, где с 1937 по 1960 гг. был бессменным заведующим кафедрой. В эти годы он создает учебник по строительным материалам для техникумов (1941 г.), участвует как соавтор Б.Г.Скрамтаева в написании ставшего классическим и выдержавшего 6 изданий учебника «Строительные материалы» и выпускает два капитальных справочника для строителей.

Выдающийся российский ученый

В этом году исполнилось 90 лет со дня рождения крупного ученого, занимавшегося изучением цементных бетонов, доктора технических наук, заслуженного деятеля науки и техники России, профессора **Александра Ефремовича Шейкина**.

А.Е.Шейкин родился в 1909 г. в С-Петербурге. Уже с ранних лет проявились его ум и незаурядные способности. Он с отличием окончил школу, а за 5 лет учебы в Ленинградском химико-технологическом институте — два факультета: силикатный и инженерно-экономический.

Начав работать, молодой специалист на практике встретился с перспективным материалом — цементным

бетоном. В годы Великой Отечественной войны Н.А.Попов интенсивно работает над проблемами использования местных материалов Западной Сибири и занимается грунтобетоном. За участие в строительстве оборонных предприятий в 1942 г. он награжден орденом «Знак почета». В этот период вышла в свет его монография «Грунтотериальные материалы в строительстве зданий» (1944 г.).

Являясь активным пропагандистом сборного строительства, Н.А.Попов стал одним из инициаторов организации принципиально нового строительного-технологического факультета в МИСИ (1944 г.) и в других родственных вузах. Именно на этом факультете стали готовить инженерные кадры для предприятий индустриального домостроения.

Много сил и времени Н.А.Попов отдавал подготовке научных кадров высшей квалификации. Им создана целая плеяда специалистов (докторов и кандидатов технических наук) в области строительного материаловедения, многие из которых и по сию пору занимают ведущие позиции в строительной науке.

В 1947 г. Николай Анатольевич был назначен главным редактором первой части Урочного положения, проект которого был опубликован в 1952 г. и утвержден в качестве «Строительных норм и правил» (СНиП ч.1 «Строительные материалы, изделия и детали») в 1954 г. Это, пожалуй, самая главная работа Н.А.Попова, впитавшая в себя идеи и опыт его и созданной им школы, ставшая фундаментом сборного строительства в СССР.

В том же 1947 г. его избирают членом-корреспондентом, а в 1950 г. — действительным членом Академии архитектуры СССР. Впоследствии, когда Академия архитектуры была преобразована в Академию строительства и архитектуры, он был назначен в числе других крупнейших ученых академиком-выборщиком.

Работая в АСИА СССР, Н.А.Попов был куратором института Новых строительных материалов, руководя перспективными работами в области пористых заполнителей для легких бетонов и участвуя в составлении каталога «Новые строительные материалы». Предвидя большие перспективы применения полимерных материалов в строительстве, он был одним из инициатором перехода ВНИИНСМа на полимерную тематику, что в дальнейшем было отражено в названии института — ВНИИСтройполимер.

Память о Николае Анатольевиче Попове, замечательном ученом и педагоге, хранят не только его научно-технические труды, но и многочисленные ученики и последователи.

С тех пор вся его жизнь была связана с этим материалом, которому он целиком посвятил свой талант и знания.

В 1936 г. А.Е.Шейкин поступил в аспирантуру ЛИИЖТа на кафедру «Строительные материалы» и в 1940 г. защитил кандидатскую диссертацию. Здесь он стал учеником и сотрудником чл.-корр. АН СССР профессора Н.М.Беляева и профессора В.П.Петрова. Н.М.Беляев был не только выдающимся ученым, заложившим основы теоретического и практического изучения бетона, предложившим формулу, описывающую основной закон прочности, — закон водоцементного отношения. Это был прекрасный

педагог и организатор, сумевший собрать вокруг себя талантливых молодых исследователей, которые составили научную школу — “Школу Беляева”. Тогда это были молодые ученые, а в дальнейшем — широко известные в нашей стране и за рубежом профессора В.П.Петров, И.П.Александрин, А.В.Саталкин, В.А.Гастев и др. Видное место в ряду этих ярких личностей принадлежит А.Е.Шейкину.

Исследуя цементные бетоны, молодой ученый одним из первых в мире занялся изучением и улучшением свойств основного составляющего этого материала — цемента и продукта его гидратации — цементного камня. Уже первые работы, выполненные им в 1936–1942 гг. положили начало новому направлению в изучении свойств бетонов. А.Е.Шейкин первым предложил выделять в цементном камне гелевую составляющую и кристаллический сросток, доказав, что гидросиликаты кальция имеют кристаллическое строение.

Результаты выполненных им исследований были опубликованы в 1940 г. в монографии “Прочность цементного камня” и явились весомым вкладом в мировую науку о цементе. Эта работа была настолько актуальной и передовой, что общие положения, выдвинутые в ней, позволяют и в настоящее время, почти 60 лет спустя, находить пути решения целого ряда вопросов.

Во время Великой Отечественной войны Александр Ефремович трудился в блокадном Ленинграде и за успешную работу был награжден медалью “За оборону Ленинграда”.

В 1942 г. он переходит на работу в МИИТ, с которым была связана вся его дальнейшая жизнь. Здесь им самостоятельно и совместно с учениками за более чем полувековой период времени выполнены многочисленные исследования в области бетонов, представляющие большую научную и практическую ценность.

В 1944 г. он защищает докторскую диссертацию на тему “Теория прочности, упругости и пластичности бетона”. Эта работа выдвинула 35-летнего ученого в число ведущих специалистов в области цементных бетонов и послужила основой дальнейшего развития теории прочности и деформативности цементных бетонов в трудах других исследователей этой проблемы.

Впечатляет широта научных интересов профессора А.Е.Шейкина. Он занимался разработкой теории твердения цементного камня и формирования его структуры в различных условиях твердения, развитием основ физической теории прочности и деформативности бетонов; основами физических теорий морозостойкости, трещиностойкости и других свойств бетонов; разработкой рациональных способов подбора состава бетонов и многими другими проблемами.

Под его руководством и при его непосредственном участии исследована ползучесть и подобраны составы бетонов для Останкинской телебашни в Москве, обеспечивающие ее безотказную работу до настоящего времени в течение уже более 30 лет. А.Е.Шейкин стоял у истоков развития отечественной технологии сборного железобетона. Он выступает с докладами на многих международных

конgressах, симпозиумах, конференциях, публикуется в трудах АН СССР, избирается почетным членом и председателем научно-технического Общества строительной индустрии, является председателем научных секций нескольких НИИ.

Результаты выполненных за это время работ нашли отражение в написанных А.Е.Шейкиным монографиях: “Прочность, упругость и пластичность бетона” (1946 г.), “Безусадочный портландцемент” (1966 г.), “Структура, прочность и трещиностойкость цементного камня” (1974 г.), “Структура и свойства цементных бетонов” (1979 г.), “Цементные бетоны высокой морозостойкости” (1989 г.).

Важное место в творческой жизни профессора А.Е.Шейкина занимала педагогическая деятельность, которую он начал в ЛИИЖТе в 1939 г. ассистентом и доцентом, затем продолжил в МИИТе профессором, а с 1962 по 1989 гг. — заведующим кафедрой “Строительные материалы”. Он работал начальником учебной части, проректором и в течение двух лет был ректором этого учебного заведения.

В МИИТе А.Е.Шейкин создает свою научную школу, он ищет и находит талантливых студентов, привлекает их к научно-исследовательской работе. Значительная часть преподавателей строительных кафедр МИИТа и многих других вузов прошли школу А.Е.Шейкина. Под его руководством подготовлено большое число докторов и кандидатов технических наук. Ученики А.Е.Шейкина возглавляют кафедры вузов и научно-исследовательские лаборатории, командуют производством и занимаются преподавательской деятельностью. Его отличала доброта и благожелательность к людям, он оказал помощь и поддержку многим молодым ученым и инженерам.

Будучи учеником основоположников отечественного бетоноведения, профессор А.Е.Шейкин для своих воспитанников олицетворял живую связь времен, наглядно демонстрируя на лекциях и занятиях историю развития науки о бетоне, ее этапы, становление и перспективы. Его лекции отличались глубокой научностью в сочетании с простотой изложения. Он обладал энциклопедичностью знаний, в связи с чем часто привлекался к решению многих практических задач строительства в качестве эксперта и консультанта.

В результате многолетней педагогической практики им была разработана система преподавания курса “Строительные материалы”, которая наиболее полно отражена в одноименном учебнике, выдержавшем три издания. За свою научную и преподавательскую деятельность он награжден орденом и несколькими медалями, а направления исследований, у истоков которых он стоял, продолжают его учениками и последователями во многих научных и учебных институтах страны и за рубежом.

Такие ученые и педагоги, как профессор Александр Ефремович Шейкин, составляют гордость российской строительной науки.

**В.И.Соломатов, д-р техн. наук, проф.,
Л.М.Добшиц, канд. техн. наук, доц.**

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, Б.И.Кормилицин, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов, И.Ф.Руденко, Р.Л.Серых (главный редактор), В.П.Сизов, В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаютин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Технический редактор *Н.Е.ЦВЕТКОВА*

Подписано в печать 22.11.99. Формат 60x88¹/₈. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1.
Усл.печ.л. 4,0. Уч.-изд.л. 5,2. Заказ № 1118

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 103031, Москва, ул.Рождественка, д.11, корп.2
Т е л. 292-6205

Отпечатано в ОАО *Московская типография № 9*

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

ГОСУДАРСТВЕННОЕ УНИТАРНОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ
ЦЕНТР ПРОЕКТНОЙ ПРОДУКЦИИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ
(ГУП ЦПП)

РАСПРОСТРАНЯЕТ
ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ КАРТЫ
НА ПРОИЗВОДСТВО ОТДЕЛЬНЫХ ВИДОВ РАБОТ

Типовая технологическая карта

На устройство кровель из наплавляемого рулонного материала филизол

Типовая технологическая карта

На устройство мастичной кровли с применением мастики битурэл

Типовая технологическая карта

На устройство кровель из эластомерного рулонного материала кромэл

Типовая технологическая карта

На устройство кровель из металлочерепицы

Типовая технологическая карта

На устройство и ремонт кровель из эластомерного рулонного материала элон

Типовая технологическая карта

На устройство и ремонт металлической кровли

Типовая технологическая карта

На устройство кровли из битумно-полимерной самоотверждающейся мастики "АНТИКОР МПБ"

Типовая технологическая карта

На ремонт рулонных кровель с применением битумно-полимерных мастичных материалов с разборкой старого кровельного ковра

Типовая технологическая карта

По устройству обогреваемых полов с эпоксидным мастичным покрытием

Технологическая карта

На устройство кровли из цементно-песчаной черепицы

Технологическая карта

На устройство столбчатых монолитных фундаментов с использованием мелкощитовой опалубки

Технологическая карта

На возведение монолитных конструкций жилых и общественных зданий в крупнощитовой опалубке

Технологическая карта

По устройству искусственных оснований наружных сетей и малоэтажных зданий на насыпных грунтах

Технологическая карта

На устройство буронабивных свай в водонасыщенных грунтах

Разработаны высококвалифицированными специалистами на основе изучения и обобщения передового опыта строительства, в частности применения прогрессивной технологии строительно-монтажных работ, а также новейшего оборудования, оснастки и приспособлений

- ❖ Являются неотъемлемой частью проектов производства работ
- ❖ Используются в качестве основы при разработке проектов производства работ или входят в них как самостоятельные части
- ❖ Рекомендуются для использования в практической деятельности строительных организаций

Цена 1 экз. Технологической карты — 130 руб. (в том числе НДС).

Заказы на технологические карты направляйте в ГУП ЦПП
127238, Москва, Дмитровское ш., 46, корп. 2

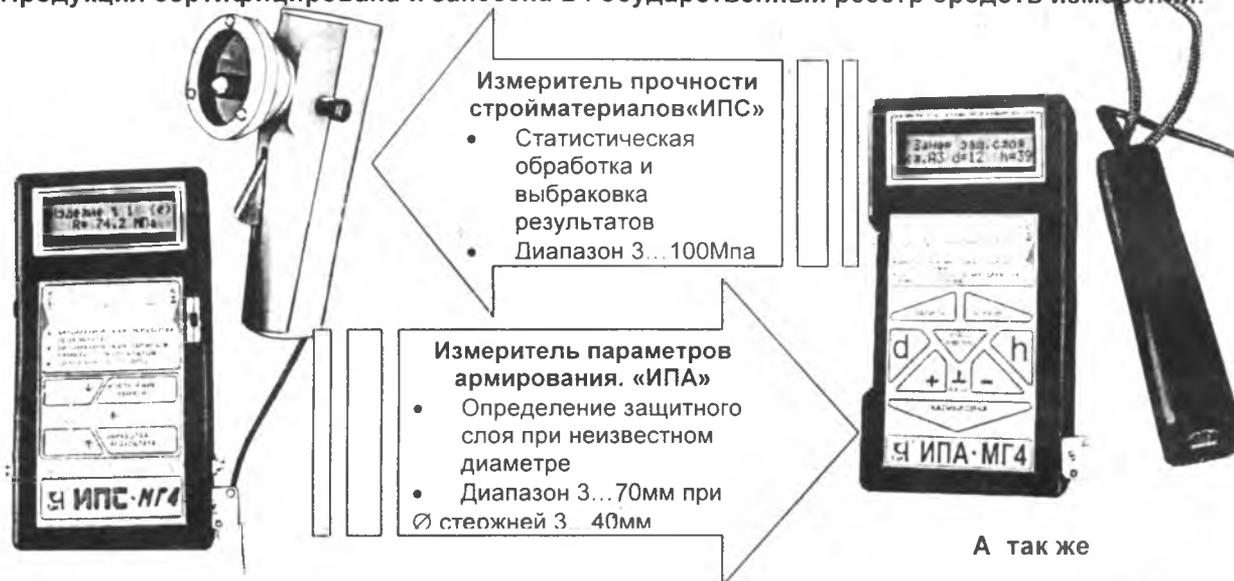
482-4294, 482-4297. Факс 482-4265

Вологодская областная универсальная научная библиотека



Разрабатывает и производит приборы неразрушающего контроля качества отмеченные дипломами строительных выставок в Германии и городах России: Москва, Екатеринбург, Новосибирск, отличающиеся высокой точностью и производительностью контроля, возможностью хранения результатов измерений в памяти.

Продукция сертифицирована и занесена в Государственный реестр средств измерений.



Влагомер-МГ4 -- измеритель влажности древесины по ГОСТ 16588 и широкой номенклатуры строительных материалов, в том числе в изделиях, конструкциях и сооружениях по ГОСТ 21718.

ЗИН-МГ4 – измеритель напряжений в арматуре ж/б изделий частотным методом по ГОСТ 22362. Обеспечивается автоматический расчет значений корректировки расстояния между временными анкерами и заданного удлинения арматуры. Диапазон напряжений 15- -1500МПа в стержневой, проволочной и канатной арматуре диаметром 3-32мм, длиной 3-18м.

ИТП-МГ4 – измеритель теплопроводности строительных материалов методами стационарного теплового потока по ГОСТ7076 и теплового зонда. Диапазон 0,03-0,8 Вт/(м²С).

Вибротест-МГ4 – измеритель амплитуды и частоты колебаний виброплощадок. Диапазон частоты 10-100Гц, амплитуды 0,2 – 2,5мм.

ИПЦ-МГ4 – измеритель активности цемента. Диапазон 10-60Мпа.

Терм-1 – термометр цифровой зондовый для измерения температуры жидкостей, газов, бетонных и асфальтобетонных смесей. Температурный диапазон от -50 до +200°С. Длина зонда 400мм, диаметр 4...6мм.

Принимаем заказы на поставку любого электронного оборудования для лабораторий !

Приборы укомплектованы аккумуляторами и зарядным устройством. **Гарантия 18 мес.** Гарантируется сервисное обслуживание, ремонт и метрологическая аттестация приборов в течение всего срока эксплуатации.

СКБ Стройприбор

454126, г.Челябинск, а/я 1147 т/факс (3512) 65-64-19, 33-93-32

stroypribor@chel.surnet.ru

<http://www.stroypribor.chelyabinsk.ru>

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.bookote.ru